

DE L'INSTITUT TECHNIQUE

DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

JUIN 1956

Neuvième année, N° 102

SOMMAIRE

	Pages
J. DUTHEIL, Discussion sur l'équilibre des barres comprimées axialement en phase élastoplastique	483
Série : Théories et méthodes de calcul (24).	
G. VRAIN, Stabilité des constructions appliquée au bois. <i>Deuxième partie : Calcul des systèmes constructifs en général</i>	511
Série : Manuel de la charpente en bois (15).	
A. TARBOURIECH, Contribution des essais de laboratoire à l'étude des peintures antirouille.	571
Série : Aménagement intérieur (9).	
M. BLOSSET, Reconstruction du barrage fluvial d'Andrésy à l'aval du confluent de la Seine et de l'Oise.	581
Série : Travaux publics (37).	
Documentation technique réunie en mars 1956	613
Documentation technique (95).	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I^{er})

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.**
(Société à responsabilité limitée au capital de 3 000 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVI^e

Tél. : KLÉber 48-20

Une des principales missions de L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

consiste à mettre à la disposition de toute personne intéressée par les problèmes de la construction, une vaste documentation fournie par :

Le service de documentation de l'Institut Technique

qui analyse plus de 400 périodiques techniques dont plus de la moitié viennent de l'étranger;

*Les Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics;*

*Des techniciens français et étrangers
de la profession.*

Soit au cours de conférences ou de visites de chantier
organisées par le *Centre d'Études Supérieures*.

Soit dans des exposés traitant de questions ou de
réalisations diverses.

A cet effet, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics dirige la rédaction ou rédige :

1^o Des ouvrages divers parmi lesquels il faut citer : les **Règles d'utilisation** de certains matériaux (béton armé, acier, etc.), des **Règles** ayant trait à des problèmes particuliers (par exemple : les effets de la neige et du vent sur les constructions). L'application de certaines de ces règles a été rendue **obligatoire** par le **MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME** pour les travaux relevant de son autorité.

(La liste des publications et les conditions d'envoi sont adressées sur demande formulée à la *Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e - Tél. Kléber 48-20.)

2^o Les **ANNALES** qui publient :

Les conférences et comptes rendus de visites de chantiers organisées par le *Centre d'Études Supérieures*;

Des études originales françaises et étrangères;

Les **Manuels** du béton armé, de la charpente en bois et de la construction métallique;

Les comptes rendus de recherches d'intérêt général poursuivies par les **Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics**;

Une documentation technique.

Chaque sujet est classé dans les séries suivantes :

Architecture et Urbanisme.
Technique générale de la construction.
Théories et Méthodes de calcul.
(Résistance des matériaux.)
Essais et Mesures.
Sols et fondations.
Gros œuvre.
(Maçonnerie, travail du bois.)
Construction métallique.

Travaux Publics.
Matériaux.
(Pierres et Minéraux. Géologie.)
Liants hydrauliques.
Béton. Béton armé.
Béton précontraint.
Équipement technique.
(Électricité, chauffage et ventilation, froid, acoustique, plomberie, couverture, étanchéité.)

Aménagement intérieur.
Matériel de chantier.
Questions générales.
(Questions économiques, hygiène, sécurité.)
Documentation technique.
Manuel du Béton armé.
Manuel de la Charpente en bois.
Manuel de la Construction Métallique.
Variétés, actualités, informations.

EMBOITAGE POUR LES ANNALES

Pour permettre à nos abonnés de conserver facilement en bibliothèque avant reliure les numéros des « Annales » nous mettons à leur disposition un emboîtement avec jaquette, pouvant contenir une année complète des « Annales ».

Au prix de	700 F
Plus frais d'expédition :	
France et Union Française.....	125 F
Étranger	190 F

Les demandes, accompagnées de leur montant, doivent être adressées à **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e, C. C. P. Paris 8524-12.

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (24)

DISCUSSION SUR L'ÉQUILIBRE DES BARRES COMPRIMÉES AXIALEMENT EN PHASE ÉLASTOPLASTIQUE

Par **M. Jean DUTHEIL**

Ingénieur A. M. et I. E. G.

Lauréat de l'Académie des Sciences

Président de la Commission Technique de la Chambre Syndicale
des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France.

RÉSUMÉ

Il s'agit de l'étude de l'équilibre des barres idéalement parfaites en matériau type alliage léger.

Après un court historique, l'auteur indique les moyens de faciliter l'étude du problème, notamment par la considération du poteau simplifié de Shanley et par les diagrammes d'équilibre.

Il établit les relations fondamentales d'équilibre et de déformation du poteau simplifié supposé en matériau parfaitement élastique, sous compression centrée.

Il applique ces relations à l'équilibre du poteau simplifié dans les deux hypothèses suivantes :

a) Matériau imaginaire possédant un diagramme compression/déformation analogue à celui des alliages légers, mais avec déformations parfaitement réversibles. Dans ce cas irréel, la théorie du module tangent est valable.

b) Matériau réel (décharge linéaire).

Il met en évidence l'influence du mode de chargement. S'il s'agit d'une compression axiale, sans intervention de forces transversales, la théorie du module réduit est valable.

Il reprend ces mêmes études, mais en compression excentrée et il détermine la charge limite dans le cas du matériau parfaitement élastique, imaginaire et réel.

L'auteur confronte les résultats obtenus avec la théorie de Shanley et il discute ses conditions d'équilibre du poteau simplifié. Il établit la figuration graphique de cet équilibre qui fait ressortir des anomalies et en découvre la cause, qui rend contestables les conclusions de Shanley.

La conclusion est qu'on ne peut fonder une théorie du flambement sur la conception du module tangent.

SUMMARY

This concerns the study on the equilibrium of ideally perfect light alloy bars.

After a short introduction, the means of facilitating the study of the problem are indicated, especially by consideration of Shanley's simplified column and by equilibrium diagrams.

The fundamental relations are established of the equilibrium and distortion of the simplified column assumed to be in perfectly elastic material, under centred compression.

These relations are applied to the equilibrium of the simplified column in the two following hypotheses :

a) Imaginary material possessing a compression/deformation diagram similar to the diagram for light alloys, but with perfectly reversible strains. In this imaginary case, the tangent modulus theory is valid.

b) Real material (linear load reduction).

The influence of the method of loading is pointed out. If there is axial compression, without the intervention of transverse forces, the theory of the reduced modulus is valid. The same studies are again carried out in eccentric compression, and the maximum load is determined in the case of the perfectly elastic material, both real and imaginary.

The results are compared with Shanley's theory and his conditions of equilibrium of the simplified column are discussed. The graphic representation of this equilibrium is established and certain anomalies are stated. The cause of these is found out, making contestable the conclusions of Shanley.

It is concluded that a buckling theory cannot be founded upon the conception of the tangent modulus.

PRÉAMBULE

La plupart des matériaux autres que l'acier doux, présentent un diagramme compression/déformation ayant l'allure représentée sur la figure 1.

La déformation est élastique et sensiblement proportionnelle à la contrainte jusqu'à la limite de proportionnalité n_p .

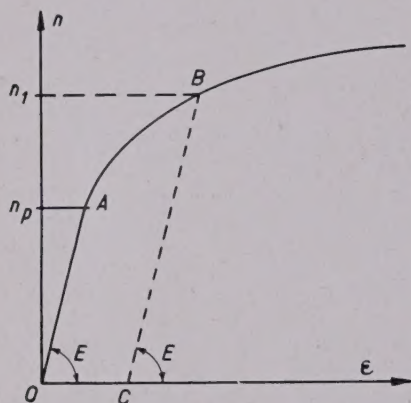


FIG. 1.

Puis la déformation croissant de plus en plus rapidement en fonction de la contrainte, la courbe représentative s'incurve à partir de A.

C'est le cas notamment des alliages légers et de certains aciers à haute résistance alliés ou traités.

Par ailleurs, si jusqu'à la limite n_p la déformation est sensiblement réversible, il n'en est plus de même au-delà.

En supposant la compression en évolution constamment croissante jusqu'à une certaine contrainte n_1 , le point figuratif suit le diagramme OAB. Mais à la décharge, il suit la droite BC parallèle à OA et il subsiste une déformation rémanente OC.

Comment se comporte au flambement une barre prismatique constituée en un tel matériau, lorsqu'elle est soumise à une charge axiale lui imposant une contrainte supérieure à n_p ? C'est ce que nous nous proposons d'examiner.

*
* *

Ce problème a été étudié par ENGESSER ⁽¹⁾ en 1889 qui le premier présente la théorie bien connue, dite du « module tangent ».

⁽¹⁾ ENGESSER — Z. Arch. ing. Wesen 1889 p. 455.

En 1891 CONSIDÈRE ⁽²⁾ fait remarquer que le module E' à prendre en compte pour généralisation de la formule d'EULER, doit être compris entre le module d'élasticité réel du matériau E , et le module tangent E_t .

En 1895, ENGESSER ⁽³⁾ reconnaît l'erreur de sa théorie initiale et calcule E' sous sa forme générale.

En 1920, VON KARMAN ⁽⁴⁾ reprend ce problème et calcule E' pour une section rectangulaire, c'est la théorie dite du « module réduit » qui est reconnue comme exacte.

Enfin, en 1946 et 1947, SHANLEY ⁽⁵⁾ fait des objections à cette théorie et recommande l'emploi du module tangent. VON KARMAN ⁽⁴⁾ reconnaît la valeur de ces objections. La théorie du module tangent connaît ainsi une nouvelle faveur.

*
* *

Cependant, l'unanimité des esprits est loin d'être faite, sans doute pour une bonne part, en raison de la complexité du problème. Lorsqu'une barre comprimée commence à fléchir, son équilibre dépend des valeurs relatives du moment externe et du moment interne dans la section médiane. Or, même dans le cas le plus simple d'une section rectangulaire, il est déjà fastidieux de déterminer les contraintes et le moment interne en partant du diagramme compression/déformation expérimental. Les difficultés deviennent quasi inextricables quand il s'agit de déterminer la déformation, ce qui est cependant indispensable pour calculer le moment externe.

La confrontation avec l'expérience n'est pas plus facile. Les résultats des essais de flambement sont constamment faussés par les imperfections de l'appareillage, autant que celles des éprouvettes elles-mêmes. Il est notamment à peu près impossible de supprimer tout frottement aux rotules d'une barre bi-articulée. Dans les grands élancements, pour lesquels la charge limite est très sensible à un encastrement partiel, l'influence du frottement peut être une cause d'erreur en faisant apparaître une concordance qui n'est pas réelle. C'est une source de polémiques.

⁽²⁾ Procès-verbaux du Congrès International des Procédés de Construction, Paris, septembre 1889 — Mémoire annexe aux procès-verbaux 1891.

⁽³⁾ ENGESSER — Schweizerische Bauzeitung 1895, vol. 26, p. 24.

⁽⁴⁾ VON KARMAN — Forschungsarbeiten n° 81, 1910.

⁽⁵⁾ SHANLEY — The Column Paradox. Journal Aéro - Sci., décembre 1946. "Inelastic Column Theory". Journal Aéro-Sci., mai 1947.

Il est cependant possible de réduire la complexité du problème.

Dans son mémoire « Théorie du poteau plastique » (Inelastic Column Theory), SHANLEY ⁽¹⁾ considère un poteau composé de deux jambages indéformables, articulés sur une cellule élémentaire composée de deux lamelles symétriques de dimensions suffisamment petites par rapport à la longueur du poteau (fig. 3). Ce dispositif ramène le problème à sa forme la plus dépouillée, ce qui permet une étude complète du flambement plastique par des moyens simples. Or, les conclusions de cette étude restent qualitativement valables lorsqu'il s'agit d'une barre prismatique courante constituée du même matériau que les lamelles de la cellule élémentaire.

C'est à notre avis l'un des grands mérites du mémoire de SHANLEY ⁽¹⁾, de considérer ce poteau particulier que, pour simplifier le langage, nous désignerons dans ce qui suit sous la dénomination de : *poteau simplifié*.

Un autre moyen propre à clarifier l'étude du problème, consiste en une représentation graphique de l'équilibre entre le moment interne et le moment externe.

Sur la figure 2, nous supposons tracée par exemple en OA la courbe représentative du moment interne dans la section médiane d'une barre rectiligne bi-articulée, soumise à une compression axiale, en fonction de la flèche f .

Sous une certaine charge de compression N , le moment externe est :

$$M_e = Nf$$

Il est représenté par une droite passant par O et de coefficient angulaire N . Si la charge N est telle que la droite représentative de M_e est 01, le point O correspond à un équilibre rectiligne et le point 1 à un équilibre fléchi.

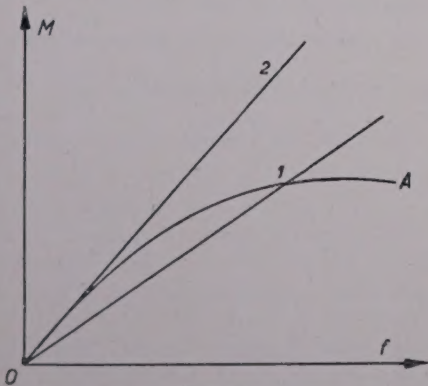


FIG. 2.

⁽¹⁾ Voir note ⁽⁵⁾ page précédente.

L'équilibre rectiligne est *stable*, car si au moyen d'une force transversale F , on provoque une petite flèche, on constate que le moment interne M_i est plus grand que le moment externe M_e , si donc on supprime la force F , la barre revient à sa position d'équilibre rectiligne (ceci en supposant qu'il n'y a pas de déformation permanente).

On reconnaîtrait de même facilement que l'équilibre fléchi correspondant au point 1 est *instable*, il ne peut d'ailleurs être obtenu que par l'intervention temporaire d'une force transversale.

Supposons maintenant que la charge N soit croissante, le point 1 se rapproche de O, à mesure que le coefficient angulaire de la droite représentative du moment externe augmente. Quand les deux points sont confondus, la droite représentative du moment externe, soit 02, est tangente en O à la courbe OA. Il n'y a plus qu'une position d'équilibre possible qui est rectiligne instable.

Mais pour une charge inférieure très voisine, l'équilibre rectiligne est encore stable.

La charge correspondant à 02 est donc pratiquement la charge limite que peut supporter la barre en forme d'équilibre rectiligne stable.

Nous verrons dans ce qui suit qu'une telle représentation de l'équilibre, appliquée au poteau simplifié, permet l'étude complète du problème, sans qu'il soit nécessaire de supposer le module tangent constant ainsi que l'on fait certains auteurs.

*
* *
*

Le manque de précision, quant aux hypothèses admises, est souvent une source de confusions. Il est absolument nécessaire de bien définir la forme et la structure des barres dont on étudie le comportement.

Nous dirons qu'une barre est *idéalement parfaite* quand elle remplit les conditions suivantes :

— Elle ne présente aucune défectuosité géométrique, elle est parfaitement rectiligne.

— Le matériau qui la constitue ne présente aucune défectuosité de structure, il est parfaitement homogène et sans contrainte propre.

— La compression axiale, à laquelle elle est soumise est rigoureusement centrée, sa ligne d'action coïncide avec l'axe mécanique de la barre.

— Les liaisons terminales sont parfaites : dans le cas d'articulation le frottement est nul.

Cependant, le matériau constituant la barre idéalement parfaite pourra présenter des propriétés physiques bien déterminées.

Nous dirons qu'il est *parfaitement élastique* quand son diagramme compression/déformation se réduira à une droite.

Nous serons amenés à supposer un matériau ayant un diagramme conforme à la figure 1, mais à déformation parfaitement réversible, le point figuratif

suivant la courbe OAB aussi bien à la décharge qu'à la charge. Pour simplifier le langage, nous le désignerons par le vocable : *matériau imaginaire*.

Le matériau ayant un diagramme compression/déformation conforme à la figure 1 avec décharge linéaire, sera dénommé *matériau réel*.

I. — ÉQUILIBRE DU POTEAU SIMPLIFIÉ IDÉALEMENT PARFAIT, SOUMIS A UNE CHARGE AXIALE

I. — RELATIONS FONDAMENTALES

La figure 3 représente le poteau simplifié au repos.

Son axe est parfaitement rectiligne. Les deux jambages supposés indéformables sont identiques de section rectangulaire.

Ils sont reliés entre eux par la cellule élémentaire composée de deux barrettes rectangulaires identiques supposées articulées sur les jambages, mais astreintes à rester verticales par un dispositif approprié.

La coupe *ab* (fig. 5), précise la disposition de ces barrettes dont les dimensions sont supposées suffisamment petites par rapport à la longueur du poteau.

La figure 4 représente le poteau simplifié en position d'équilibre fléchi sous une charge *N*. La flèche *f*

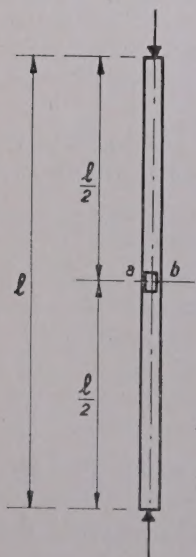


FIG. 3.

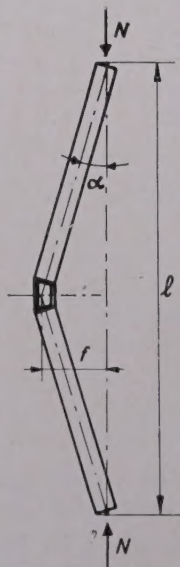


FIG. 4.

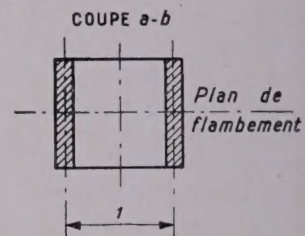


FIG. 5.

est mesurée entre la ligne d'action de la charge et le point de rencontre des axes des jambages. L'erreur commise ainsi est faible, étant donné les petites dimensions de la cellule par rapport à la longueur du poteau.

1° — Équations d'équilibre dans la section médiane.

Dans la position d'équilibre fléchi, les deux barrettes ne sont soumises qu'à une charge axiale, à l'exclusion de tout moment.

Les contraintes correspondantes dans la section médiane de la cellule, auront à équilibrer :

- a) l'effort normal *N*,
- b) le moment fléchissant *Nf*.

Soit Ω la surface de section dans la section médiane, chaque barrette ayant une section $\frac{\Omega}{2}$.

Sous l'effet de la charge *N*, la contrainte de compression est $n = \frac{N}{\Omega}$.

Sous l'effet du moment de flexion, la barrette côté concave est soumise de plus à une contrainte de compression supplémentaire : $\delta_1 n$ alors que du côté convexe la contrainte de compression est diminuée de $\delta_2 n$. Finalement, la contrainte dans chacune des barrettes est donnée par :

Côté concave : $n + \delta_1 n$

Côté convexe : $n - \delta_2 n$.

La figure 6 donne le diagramme de ces contraintes dans la section médiane.

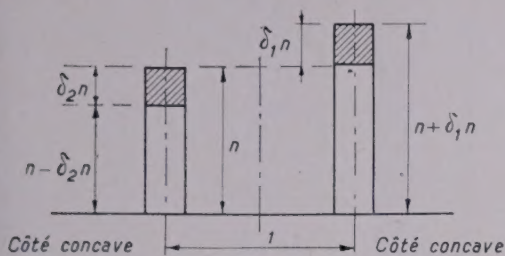


FIG. 6.

L'équation de projection sur l'axe du poteau donne :

$$\frac{\Omega}{2} (n + \delta_1 n) + \frac{\Omega}{2} (n - \delta_2 n) = n\Omega,$$

d'où il résulte :

$$\delta_1 n = \delta_2 n$$

les rectangles hachurés de la figure 6 sont identiques. En valeur absolue les contraintes dans chaque barrette provenant de la flexion, sont donc égales, ce que nous exprimerons par :

$$\delta_1 n = \delta_2 n = \delta n \quad (1)$$

La distance entre axes des barrettes étant égale à 1, en désignant par M_i le moment interne dans la section médiane, c'est-à-dire le moment des forces élastiques dans ladite section par rapport à son centre de gravité, l'équation de moment donne :

$$M_i = \frac{\Omega}{2} (n + \delta n) \times \frac{1}{2} - \frac{\Omega}{2} (n - \delta n) \times \frac{1}{2} = Nf$$

d'où :

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \delta n \quad (2)$$

Les relations (1) et (2) sont indépendantes du module d'élasticité de chaque barrette.

2° — Équations de déformation.

Sur la figure 7, nous avons représenté la cellule à une plus grande échelle, en supposant comme l'a fait SHANLEY pour simplifier, que la longueur des barrettes ainsi que leur distance entre axes, sont égales à 1.

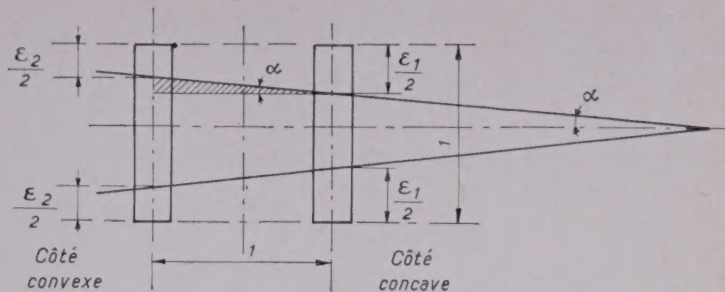


FIG. 7.

Soit :

ϵ_1 l'accourcissement total subi par la barrette côté concave,

ϵ_2 l'accourcissement total subi par la barrette côté convexe.

La longueur des barrettes étant 1, ce sont des accourcissements unitaires.

e_1 l'accourcissement subi par la barrette côté concave du fait de la flexion seule.

e_2 l'allongement subi par la barrette côté convexe du fait de la flexion seule.

La considération de triangles semblables sur les figures 4 et 7 donne :

$$\frac{f}{l/2} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{2} \quad \text{d'où}$$

$$f = \frac{l}{4} (\epsilon_1 - \epsilon_2)$$

où puisque :

$$\epsilon_1 - \epsilon_2 = e_1 + e_2$$

$$f = \frac{l}{4} (e_1 + e_2) \quad (3)$$

Cette relation est valable, quel que soit le module d'élasticité de chacune des barrettes.

3° — Calcul du moment interne en fonction de la flèche pour une compression donnée.

Ce calcul est possible au moyen des relations fondamentales (1), (2), (3) et du diagramme compression/déformation du matériau constituant les barrettes.

Sur ce diagramme, on porte en ordonnée la contrainte de compression moyenne provenant de la charge N , soit :

$$n = \frac{N}{\Omega}$$

puis les contraintes n et δn et $n - \delta n$ correspondant au moment interne :

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \delta n$$

le diagramme donne en abscisses ε_1 et ε_2 par suite $e_1 + e_2$ et la flèche :

$$f = \frac{l}{4} (e_1 + e_2).$$

Les figures 8, 9, 10 et 11 donnent la figuration des diagrammes pour :

Figure 8. — Matériau parfaitement élastique.

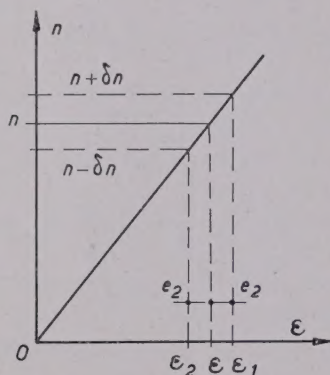


FIG. 8.

Figure 9. — Matériau imaginaire (déformation parfaitement réversible).

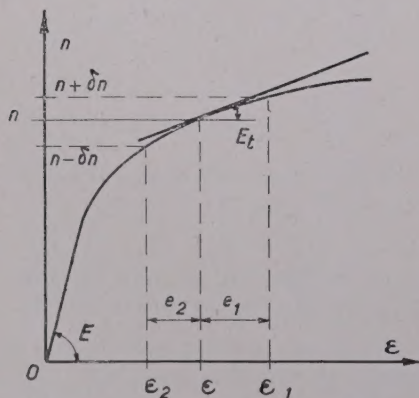


FIG. 9.

Figure 10. — Matériau réel avec le mode de charge n° 1 : la flexion ne commence que lorsque la contrainte de compression atteint la valeur n , la barre côté convexe se déchargeant suivant le module E .

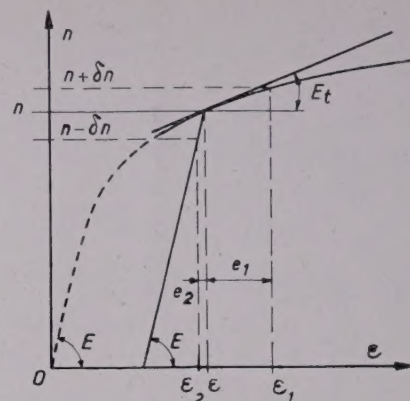


FIG. 10.

Figure 11. — Matériau réel avec le mode de charge n° 2 : la flexion commence avant que la contrainte n soit atteinte et une partie de cette flexion s'effectue sans décharge de la barrette côté convexe.

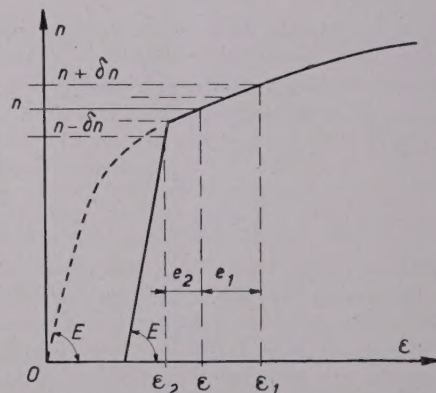


FIG. 11.

REMARQUE. — Les diagrammes des figures 8, 9, 10 et 11 ne correspondent pas forcément à l'équilibre fléchi du poteau sous la seule charge N , pour que cet équilibre soit réalisé, il faudrait la condition supplémentaire :

$$M_i = M_e = Nf.$$

4° — Calcul de la flèche f correspondant à la charge axiale N , dans l'équilibre fléchi d'un poteau donné.

Soit n la contrainte de compression correspondant à la charge axiale N :

$$n = \frac{N}{\Omega}.$$

Pour cette valeur de n , on peut comme nous l'avons exposé au paragraphe précédent, calculer la flèche correspondant à toute valeur de M_i .

On peut donc tracer la courbe de variation de M_i en fonction de f , sous la compression constante N .

Supposons cette courbe tracée en OA (fig. 12).

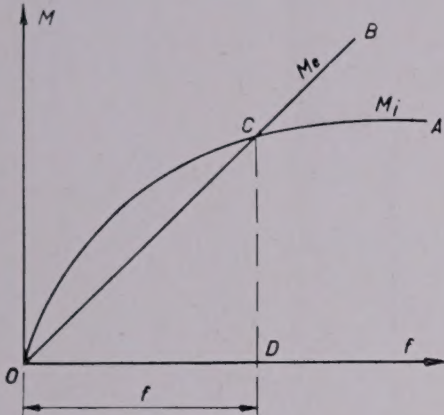


FIG. 12.

Physiquement, il est bien évident que le poteau ne peut être en équilibre pour toutes valeurs de la flèche, sous une compression constante. Il faudra l'intervention de forces transversales auxiliaires de grandeur et sens variables.

Le moment externe dû à la compression seule :

$$M_e = Nf,$$

est représenté par la droite OB et son point de rencontre C différent de O avec la courbe OA, correspond à l'équilibre libre du poteau. La flèche correspondante est OD.

Pour que le poteau sous la charge N puisse prendre une flèche variable de O à D, il faut l'intervention d'une force transversale l'écartant de sa position d'équilibre rectiligne.

Cette force va en diminuant à mesure que la flèche se rapproche de OD, elle s'annule quand ladite flèche est égale à OD.

Par contre, pour maintenir le poteau quand la flèche dépasse OD, il faut une force transversale de sens contraire à la précédente. Seul le point C correspond donc à l'équilibre fléchi libre, c'est-à-dire sans intervention d'une force transversale.

Dans le cas de la figure on reconnaît facilement que le point O correspond à l'équilibre rectiligne stable et le point C à l'équilibre fléchi instable.

Il se peut que la droite OB ne rencontre la courbe OA qu'au point O. Cela signifie que la charge correspondante est trop grande pour qu'il puisse y avoir équilibre rectiligne stable.

5° — Variation de M_i en fonction de f en équilibre libre.

Pour un poteau donné et un diagramme compression/déformation déterminé, on peut tracer autant de courbes analogues à OA (fig. 12) que l'on désire.

Une partie de ces courbes comporteront chacune un point d'équilibre libre analogue à C. Tous ces points se situeront sur une certaine courbe qui représente la variation cherchée de M_i en fonction de f en équilibre fléchi libre.

Cette courbe sera valable, quelle que soit la valeur de N et permettra l'étude complète des conditions d'équilibre du poteau.

Dans les paragraphes qui suivent, on étudie le cas de chacun des diagrammes des figures 8, 9, 10 et 11.

II. — MATÉRIAU PARFAITEMENT ÉLASTIQUE

Dans ce cas, la variation du moment interne en fonction de la flèche est indépendante de N , la relation entre M_i et f est donc valable en équilibre libre.

Or, cette relation peut se déterminer directement.

On voit sur la figure 8 que :

$$e_1 = e_2 = e \quad f = \frac{le}{2} \quad \text{d'où}$$

$$e = \frac{2f}{l} \quad \delta n = Ee = \frac{2E}{l} f \quad \text{et}$$

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \delta n = \frac{\Omega E}{l} f.$$

En équilibre fléchi, la variation de M_i en fonction de f est donc représentée par la droite OA de coefficient angulaire $\frac{\Omega E}{l}$ (fig. 13).

Le moment externe s'exprime par :

$$M_e = Nf.$$

En prenant N comme paramètre, cette expression représente un faisceau de droites convergentes en O.

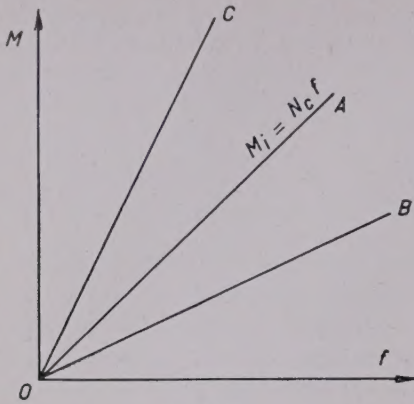


FIG. 13.

Pour chacune de ces droites telle que OB, dont le coefficient angulaire est inférieur à $\frac{\Omega E}{l}$ l'équilibre est rectiligne stable.

Pour celles telle que OC, pour lesquelles $N > \frac{\Omega E}{l}$, l'équilibre est rectiligne instable.

Une seule des droites du faisceau a un coefficient angulaire égal à $\frac{\Omega E}{l}$, elle se confond avec OA, pour la charge correspondante l'équilibre est indifférent, la flèche est indéterminée. La charge critique du poteau est donc :

$$N_c = \frac{\Omega E}{l} \quad (4)$$

On voit immédiatement l'analogie entre cette charge critique et celle d'EULER, applicable à une barre prismatique et obtenue par la théorie simplifiée posant pour équation différentielle de la courbe élastique :

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} - N y = 0.$$

On sait que cette théorie aboutit également à un équilibre fléchi indifférent sous la charge critique d'EULER :

$$N_c' = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

la déformée étant sinusoïdale, ce qui est sensiblement vrai pour les petites déformations.

En réalité la déformée est une lintéaire d'équation différentielle :

$$\frac{EI}{\rho} - N y = 0.$$

ρ rayon de courbure.

En partant de cette équation complète, on sait que l'équilibre sous la charge critique d'EULER est non plus indifférent, mais rectiligne stable.

La courbe du moment interne en fonction de la flèche est en effet une courbe OA (fig. 14) à laquelle la droite OB d'équation $N_c' f$ est tangente en O.

Il peut donc y avoir équilibre fléchi pour $N > N_c'$.

Ce serait le cas par exemple lorsque le moment externe est représenté par la droite OC de coeffi-

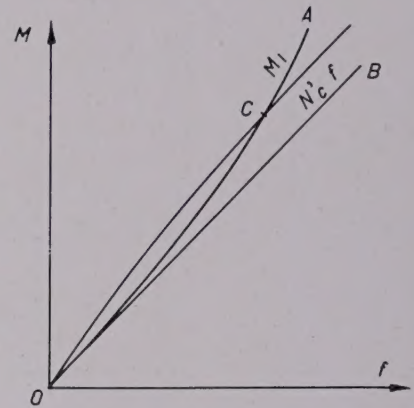


FIG. 14.

cient angulaire $> N_c'$ qui rencontre la courbe OA au point C. Il est facile de voir que ce point C correspond à une position d'équilibre fléchi stable.

Or, l'équation différentielle de la sinusoïde se déduisant de celle de la linéaire simplement par substitution à la courbure $\frac{1}{\rho}$ de son expression

approchée $\frac{d^2 y}{dx^2}$, c'est donc par le jeu d'une approximation que l'équilibre sous charge critique d'EULER, au lieu de rectiligne stable, apparaît comme indifférent.

Quand il s'agit du poteau simplifié, c'est aussi par le jeu d'une approximation que nous aboutissons à l'équilibre indifférent sous la charge critique $N_c = \frac{\Omega E}{l}$.

Nous avons en effet admis dans l'établissement des relations fondamentales que la flèche était la distance entre la ligne d'action de la charge et le point de rencontre des axes des jambages. En réalité, la flèche est un peu moins grande, puisqu'elle devrait être mesurée entre la ligne d'action de la charge et le centre de la cellule.

En donnant à la flèche sa valeur réelle, on aboutirait pour le poteau simplifié, à une figuration de l'équilibre analogue à celle de la barre prismatique (fig. 14). L'analogie dans les conditions d'équilibre du poteau simplifié et de la barre prismatique est donc complète.

REMARQUE. — Il n'y a pas lieu de s'inquiéter de l'inhomogénéité apparente de la formule (4). Elle est uniquement due à ce que nous avons donné, comme SHANLEY, pour simplifier, à la distance entre axes des barrettes, la valeur 1.

III. — MATÉRIAU IMAGINAIRE

Nous rappelons qu'il s'agit d'un matériau qui aurait un diagramme compression/déformation conforme à la figure 1, mais avec déformations parfaitement réversibles, de sorte que le point figuratif suit la courbe OAB aussi bien à la charge qu'à la décharge. Il n'y a pratiquement pas de matériau usuel répondant à cette condition. Cependant, la considération de ce matériau imaginaire est intéressante, car elle réduit les difficultés rencontrées quand on veut passer directement du matériau parfaitement élastique, au matériau réel.

Nous avons exposé au paragraphe I du présent chapitre, comment on pouvait tracer la courbe représentative du moment interne M_i en fonction de la flèche f en équilibre libre, pour un poteau déterminé.

Au moyen du diagramme de la figure 9, on commence par tracer les courbes M_i fonction de f à compression constante, pour différentes valeurs de n .

On obtient le réseau de courbes de la figure 15.

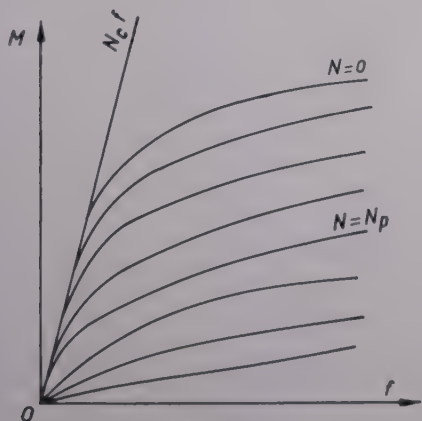


FIG. 15.

La courbe correspondant à $N = 0$ n'est autre que la représentation de la variation du moment interne en fonction de la flèche en flexion simple, elle est donc semblable au diagramme compression/déformation.

Si l'on désigne par N_p la charge qui produit la contrainte $\frac{N_p}{\Omega} = n_p$, n_p étant la limite de proportionnalité, la courbe M_i fonction de f sous charge N_p sera tangente en O à la droite $N_c f$.

Pour une charge comprise entre 0 et N_p , la courbe M_i fonction de f est tangente à la droite $N_c f$ en un point qui se rapproche de O à mesure que la charge tend vers N_p . Pour toute charge supérieure à N_p , les courbes ne sont plus tangentes en O à la droite $N_c f$.

Si nous tracions sur la figure 15 le faisceau de droites convergentes en O représentant le moment externe, chacune ayant pour coefficient angulaire une des valeurs de N affectées aux courbes déjà tracées, nous obtiendrions une série de points analogues au point C de la figure 12 et qui tous seront situés sur la courbe représentative de la variation du moment interne M_i en fonction de f en équilibre libre.

Suivant les valeurs relatives de $N_c = \frac{\Omega E}{l}$ et de N_p , on obtient trois types de diagrammes :

1° $N_c < N_p$ (diagramme fig. 16).

La courbe M_i fonction de f est OAB. Elle est tangente en A à la droite $N_c f$ (le point A correspond à la limite de proportionnalité).

La charge critique est $N_c = \frac{\Omega E}{l}$.

Jusqu'au point A, l'équilibre sous cette charge critique est indifférent. Au-delà, il devient instable.

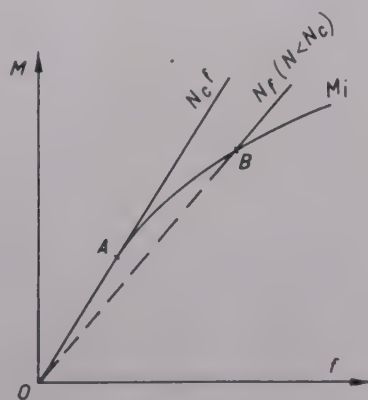


FIG. 16.

Pour une valeur de $N < N_c$, il peut y avoir deux positions d'équilibre, l'une correspondant au point O qui est rectiligne stable, l'autre au point B qui est fléchi instable. Cette dernière ne peut être obtenue que par l'intervention d'une force auxiliaire transversale.

$$2^\circ N_c = N_p$$

C'est le cas limite du précédent, le point A vient se confondre avec O. La charge critique reste égale à N_c mais sous cette charge l'équilibre rectiligne est instable.

$$3^\circ N_c > N_p$$

Sur la figure 17 nous reprenons en O1 l'une des courbes du réseau de la figure 15 et la droite O1 correspondant à la même charge qui la rencontre au point A.

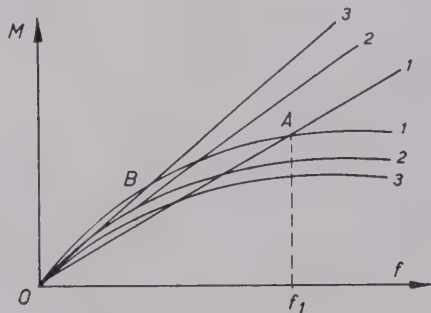


FIG. 17.

Pour une charge supérieure, on aurait une courbe O2 située en-dessous de la courbe O1, mais par contre, la droite correspondante O2 se situe au-dessus de la droite O1, le point de rencontre est en B.

On voit qu'à mesure que la charge croît, le point de rencontre se rapproche de O. Il coïncide avec O quand la droite O3 représentant le moment externe est tangente en O à la courbe du moment interne correspondante, O3.

Les points tels que O, B, A, etc... sont sur la courbe de M_i fonction de f en équilibre libre, on peut donc tracer cette courbe qui est tangente en O à la droite O3. On obtient finalement le diagramme de la figure 18.

OA est la courbe de M_i fonction de f en équilibre libre et sa tangente en O, la droite OB.

On voit que sous la charge correspondant au coefficient angulaire de OB, l'équilibre est rectiligne instable. Mais pour une valeur inférieure très voisine, correspondant à la droite OB' l'équilibre est rectiligne stable.

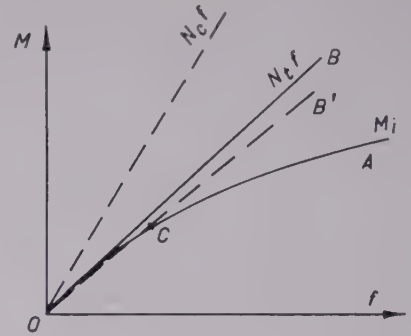


FIG. 18.

Le coefficient angulaire de la droite OB correspond à la limite de la charge pour laquelle l'équilibre rectiligne est stable, c'est donc la charge critique. Cette charge critique peut se déterminer graphiquement comme nous venons de l'exposer, mais on peut aussi la calculer.

Le poteau étant en effet soumis à cette charge, sous une déviation très petite, il doit y avoir égalité entre les moments interne et externe dans la section médiane. Mais dans cette déviation très petite, on peut admettre sans erreur appréciable que le module de déformation est constant et égal au module tangent E_t (représenté par la tangente au diagramme compression/déformation). On peut alors faire le même calcul qu'au paragraphe II, dans le cas d'un matériau parfaitement élastique, mais en remplaçant E par E_t et on aboutit pour la charge critique à l'expression :

$$N_t = \frac{\Omega E_t}{l} \quad (5)$$

C'est la charge critique dite de module tangent. Pour déterminer cette charge critique, on peut opérer comme suit :

Connaissant le diagramme contrainte/déformation, on peut tracer la courbe de variation E_t en fonction de N , ou ce qui revient au même, en fonction de $n = \frac{N}{\Omega}$, on obtient la courbe $E_t = \varphi(n)$ (fig. 19).

La contrainte critique $n_t = \frac{N_t}{\Omega}$ doit satisfaire à cette première relation.

Elle doit satisfaire aussi à la relation :

$$E_t = ln$$

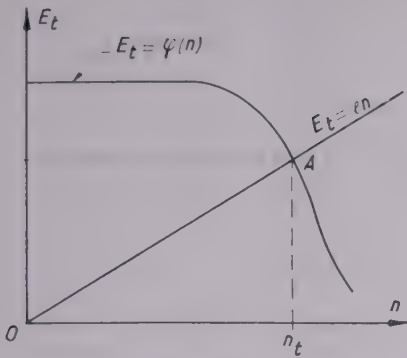


FIG. 19.

déduite de (5) et représentée sur la figure 19 par une droite de coefficient angulaire ℓ . Le point de rencontre A entre cette droite et la courbe

$$E_t = \varphi(n),$$

donne la valeur de n_t .

En conclusion, on voit que dans l'hypothèse de ce matériau imaginaire, la théorie du module tangent est valable. La charge critique donnée par l'expression (5) correspondant à la limite de l'équilibre rectiligne stable du poteau idéalement parfait, ne pourrait jamais être atteinte dans le cas d'un poteau présentant des imperfections.

IV. — MATÉRIAU RÉEL

Nous rappelons qu'il s'agit d'un matériau ayant un diagramme de compression conforme à la figure 1 avec décharge linéaire.

Dans l'hypothèse admise au paragraphe III qui précède, d'un matériau imaginaire à déformations parfaitement réversibles, le mode de chargement n'avait aucune importance.

Il n'en est pas de même dans le cas présent, la décharge dans la barrette côté convexe de la cellule pouvant intervenir plus ou moins tôt, suivant l'ordre dans lequel se produisent la flexion et la compression.

SHANLEY a été le premier à attirer l'attention sur l'importance du mode de chargement.

1° — Mode de chargement n° 1.

On applique au poteau rectiligne une charge axiale N . Quelle que soit sa valeur (dans la limite de la résistance du matériau), le poteau étant par hypothèse idéalement parfait et la charge parfaitement centrée, il y a équilibre rectiligne. Mais cet équilibre peut être stable ou instable. Il s'agit de déterminer la valeur limite de N pour laquelle l'équilibre rectiligne est stable.

Nous opérerons comme dans le cas de matériau imaginaire, mais en considérant le diagramme de la figure 10, car pour toute flexion imposée au poteau, la compression restant constante, la barrette côté convexe se décharge et cette décharge se fait suivant le module E .

Nous pourrions, au moyen du diagramme de la figure 10, tracer les courbes M_i fonction de f à compression constante, pour différentes valeurs de n . Nous obtiendrions un réseau de courbes analogues à celles de la figure 15. Mais à compression égale une courbe quelconque correspondant au matériel réel, se situe au-dessus de la courbe correspondante du matériau imaginaire. Il résulte évidemment de la comparaison des diagrammes des figures 9 et 10 dont les tracés de base sont supposés identiques, que pour une compression donnée, à moment interne égal, la flèche est moins grande pour le matériau réel que pour le matériau imaginaire.

Finalement, on arrivera pour l'équilibre libre, avec $N_c > N_p$, au diagramme de la figure 20 analogue à celui de la figure 18, avec cette différence que la tangente en O à la courbe M_i aura un coefficient angulaire $N_r > N_t$.

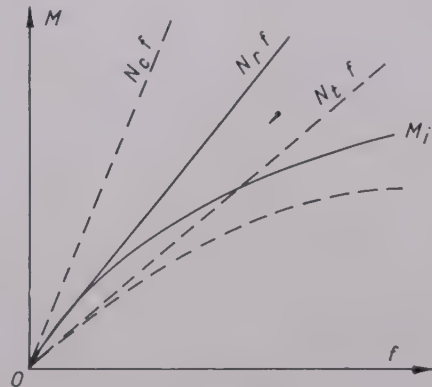


FIG. 20.

Pour une très petite déviation et en faisant abstraction pour le moment des déformations permanentes, on pourra calculer N_r de la façon suivante, en se reportant à la figure 10 :

$$\delta n = e_1 E_t = e_2 E \quad \text{en posant :}$$

$$\frac{e_1}{e_2} = \frac{E}{E_t} = k \quad e_1 = e_2 k$$

$$f = \frac{l}{4} (e_1 + e_2) = \frac{l}{4} e_2 (1 + k) \quad \text{d'où}$$

$$e_2 = \frac{4f}{l(1+k)}$$

On peut donc exprimer δn par :

$$\delta n = e_2 E = \frac{4fE}{l(1+k)} \quad \text{d'où}$$

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \delta n = \frac{\Omega E_t}{l} \frac{2k}{k+1} f.$$

Il y aura équilibre si : $M_e = M_i$, soit

$$N_r f = \frac{\Omega E_t}{l} \frac{2k}{k+1} f \quad \text{d'où}$$

$$N_r = \frac{\Omega E_t}{l} \frac{2k}{k+1} \quad (6)$$

C'est la charge critique dite de « module réduit » qui peut aussi se mettre sous la forme :

$$N_r = \frac{\Omega E_r}{l} \quad (7)$$

en posant $E_r = E_t \frac{2k}{k+1}$.

Partant du diagramme de la figure 10, on peut déterminer la variation de E_r en fonction de n , et calculer n_r comme nous l'avons fait pour n_t , la fonction $E_t = \varphi(n)$ de la figure 19 étant remplacée par $E_r = \varphi'(n)$.

On remarque que $N_r > N_t$, car k étant plus grand que 1 le rapport $\frac{2k}{k+1}$ est lui-même plus grand que 1.

On remarque aussi que $N_r < N_e$, car

$$E_t \frac{2k}{k+1} = \frac{2E E_t}{E + E_t}$$

or, puisque $E_t < E$ $\frac{2E_t}{E + E_t} < 1$.

Il arrive que certains auteurs admettent pour simplifier que E_t est constant, ce qui est approximativement vrai pour les grandes valeurs de n . Dans les matériaux usuels en effet, et dans les alliages légers notamment, E_t va constamment en diminuant à partir de n_p , mais la variation est d'autant moins rapide que n se rapproche de la limite d'écrasement. On voit facilement que si $E_t = \text{Cte}$, la courbe M_i de la figure 20 vient se confondre avec la droite $N_r f$, alors l'équilibre est indifférent. On voit que cette hypothèse modifie les conditions d'équilibre et qu'il faut faire à ce sujet toutes réserves. Elle n'est absolument pas valable dans la région du diagramme compression/déformation qui part de la limite de proportion-

nalité n_p et dans laquelle la variation de E_t est très rapide. Et c'est cependant cette région du diagramme qui est pratiquement la plus intéressante.

Sur la figure 21, on a représenté à une plus grande échelle cette partie du diagramme, soit le point A correspondant à une contrainte $n_1 < n_r$.

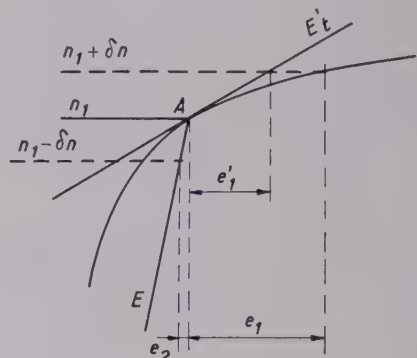


FIG. 21.

Le module tangent correspondant à n_1 est E'_t , alors que le module tangent qui correspondrait à n_r serait $< E'_t$. En supposant que la déformation côté concave se fasse suivant E'_t , le moment interne à compression constante serait représenté par la droite $N'_r f$ avec $N'_r > N_r$ (fig. 22).

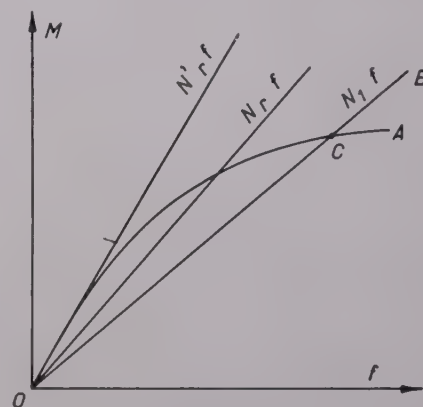


FIG. 22.

Mais si du côté concave on suit pour la déformation le diagramme réel et non sa tangente, on aura pour chaque valeur du moment interne une déformation plus grande, puisque $e_1 > e'_1$.

Le moment interne sera donc représenté par une courbe OA tangente en O à la droite $N'_r f$. Le moment externe étant égal à $N_1 f$ avec $N_1 < N_r$ est représenté par la droite OB et le point de rencontre C

qui correspond à l'équilibre libre, se situe donc au-dessous de la droite $N_r f$. Il en sera de même de tous les points d'équilibre libre et par suite, de la courbe du M_i en fonction de f en équilibre libre.

On a ainsi la démonstration directe que sur la figure 20, la courbe M_i tangente en O à la droite $N_r f$ est obligatoirement située au-dessous de cette droite. Elle s'en rapproche d'autant plus que le poteau étant plus court, et par suite N_r plus grande, le diagramme compression/déformation, s'écarte plus lentement de sa tangente.

Ceci étant posé, examinons quelle est l'influence des déformations permanentes. Pour toute valeur de $N \geq N_r$ l'équilibre est rectiligne instable, N_r étant la limite au-dessous de laquelle l'équilibre devient rectiligne stable.

Pour une valeur de la charge $N_1 < N_r$, il y a deux positions d'équilibre.

— L'une rectiligne stable correspondant au point O (fig. 23);

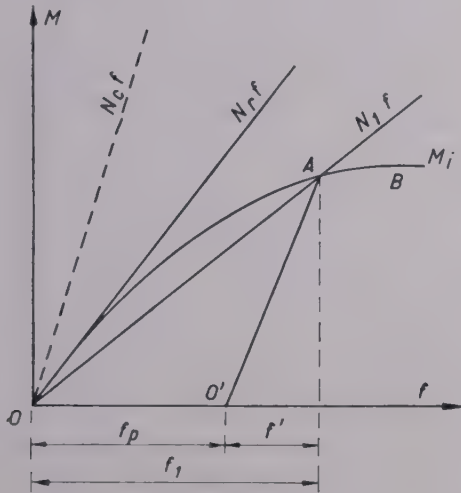


FIG. 23.

— L'autre fléchie correspondant au point A et dont il s'agit d'étudier les circonstances de stabilité et d'instabilité.

Pour arriver au point A, il faut nécessairement l'intervention d'une force auxiliaire transversale de grandeur variable qui s'annule quand on atteint la position d'équilibre.

A partir de ce point A, écartons légèrement le poteau de cette position d'équilibre en faisant décroître la flèche f_1 , qui correspond au point A de la quantité f .

Côté concave, la contrainte décroît de $\delta' n_1$ (fig. 24). La déformation suivant le module E, est e . Côté convexe, la contrainte croît de la même quantité $\delta' n_1$ en suivant également le module E, la déformation correspondante est donc également e . En application des relations fondamentales on a donc :

$$f = \frac{l}{4} (e + e) = \frac{l}{2} e$$

$$\delta' n_1 = e E = \frac{2f}{l} E$$

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \delta' n_1 = \frac{\Omega E}{l} f = N_c f.$$

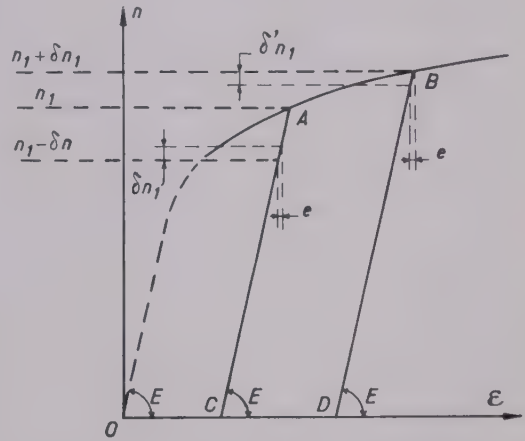


FIG. 24.

L'origine prise étant le point A, la variation du moment interne se fera donc suivant la droite AO' parallèle à la droite $N_c f$ (fig. 23).

La loi de variation du moment interne dans le système de coordonnées de la figure étant

$$M_i = N_c (f - f_p)$$

f_p étant la flèche permanente du poteau.

Il faut remarquer que de O' à A, la déformation étant linéaire, la droite O'A représente la variation du moment interne M_i en fonction de f , en équilibre libre.

Finalement, la courbe représentative de M_i qui était OAB, devient O'AB.

Il en résulte que N_1 est la nouvelle charge critique car pour toute charge supérieure, la droite représentative du moment externe ne peut pas rencontrer O'AB.

Il faut remarquer aussi que sous la charge N_1 l'équilibre est stable dans le sens d'une diminution de f_1 et instable dans l'autre sens.

Quoi qu'il en soit, la conclusion est que la charge critique de module réduit ne peut être diminuée du fait de la déformation permanente, que par l'intervention d'une force transversale s'ajoutant à la charge axiale. Mais dans le cas du poteau idéalement parfait soumis à la seule charge axiale, la théorie du module réduit est parfaitement valable.

2° — Mode de chargement n° 2.

On provoque un équilibre fléchi sans qu'il y ait décharge de la barrette côté convexe, jusqu'à une certaine valeur de la flèche, puis on charge de telle façon que dans toute déformation supplémentaire, cette décharge de la barrette côté convexe se produise.

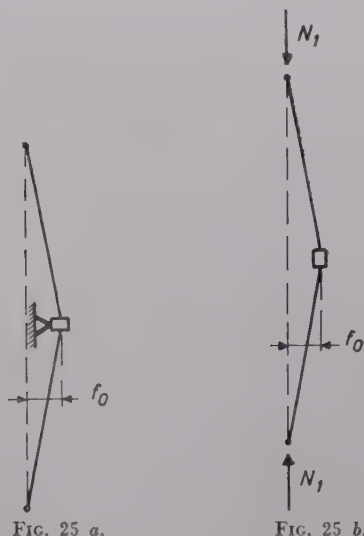
Il s'agit de déterminer la charge limite.

Il ne saurait être question ici de charge critique, car l'équilibre sera toujours fléchi.

On peut réaliser ce mode de chargement de la façon suivante :

Le poteau n'étant pas chargé, on lui imprime une déviation f_0 que l'on maintient au moyen d'une butée (fig. 25-a).

Puis on lui applique une charge axiale qu'on fait croître progressivement jusqu'à une valeur N_1 annulant la réaction de la butée (fig. 25-b).



Si la déviation initiale f_0 est telle que dans la flexion simple en (a), la contrainte dans les barrettes ne dépasse pas la limite de proportionnalité n_p , on arrivera évidemment à l'état (b), sans jamais avoir provoqué une décharge de la barrette côté convexe en zone plastique.

Or, cet état (b) est un état d'équilibre libre, puisque la seule force extérieure appliquée est la charge axiale N_1 .

S'il s'agissait du matériau imaginaire, le point figuratif de l'équilibre serait A (fig. 26) et cet équilibre serait instable. La butée empêchant toute diminution de f_0 , la moindre perturbation produisant une légère augmentation de f_0 entraînerait l'affaissement du poteau. Mais dans le cas du matériau réel, cette croissance de la flèche à compression constante, entraîne une décharge de la barrette côté convexe, d'où une brusque augmentation du moment interne à partir du point A.

Examinons sur le diagramme compression/déformation, la relation entre les contraintes, moments et déformations.

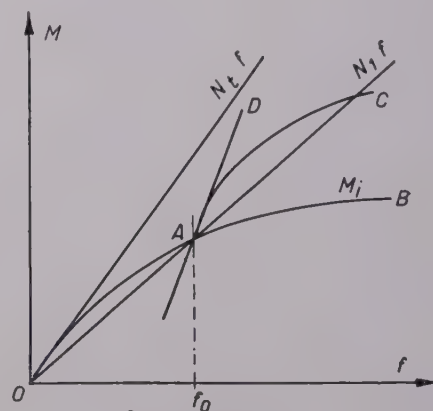


FIG. 26.

Dans la position d'équilibre figurée par le point A (fig. 26) la contrainte moyenne étant $n_1 = \frac{N_1}{\Omega}$, les contraintes dans les barrettes sont (fig. 27) : côté concave $n_1 + \delta n_1$; côté convexe $n_1 - \delta n_1$, n_1 ayant une valeur telle que :

$$f_0 = \frac{l}{4} (e_1 + e_2).$$

Le moment interne correspondant est :

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \delta n_1.$$

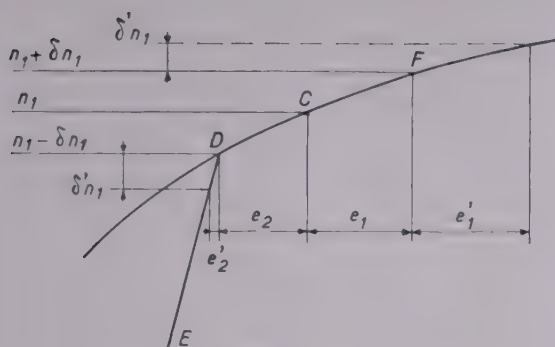


FIG. 27.

Dans la croissance de la déformation à charge constante, la contrainte moyenne n , ne varie pas, le point C reste donc fixe sur le diagramme compression/déformation. Seul le moment augmente et nous savons que la variation de contrainte dans les barrettes est la même en valeur absolue. La barrette côté convexe se décharge, mais suit le module E à partir du point D. La barrette côté concave continue à se charger et suit le diagramme.

Pour une variation de contrainte $\delta' n_1$ dans les barrettes, le moment interne a augmenté de :

$$M'_i = \frac{\Omega}{2} \delta' n_1.$$

Or, on voit sur la figure 27 que la variation du moment M'_i suit sensiblement la même loi que dans le mode de chargement n° 1 précédemment étudié, c'est-à-dire en supposant que la décharge se fasse linéairement dans la barrette côté convexe à partir du point C. La différence ne joue que sur la variation du module tangent entre C et F.

Il en résulte que dans la figure 26 en prenant le point A comme origine et des axes de coordonnées parallèles à OM et Of, la variation de M'_i sera représentée par la courbe AC dont la tangente en A, la droite AD, a un coefficient angulaire supérieur à N_i et donc à N_1 .

Il en résulte que l'équilibre figuré par le point A qui était instable dans le cas du matériau imaginaire, devient stable dans le cas du matériau réel, car dans ce cas, pour une légère augmentation de f_0 , le moment interne est plus grand que le moment externe.

Mais le problème posé n'est pas pour cela résolu, il s'agit maintenant de déterminer la charge limite.

Au moyen du diagramme compression/déformation et connaissant f_0 , on peut tracer les courbes de variation du moment M_i en fonction de f à compression constante.

Les points de rencontre avec les droites représentatives correspondantes du moment externe

sont les points de la courbe de variation de M_i en fonction de f en équilibre libre.

Sur la figure 28 on a ainsi obtenu les points A et B correspondant à N_1 , puis C et D correspondant à $N_2 > N_1$, etc...

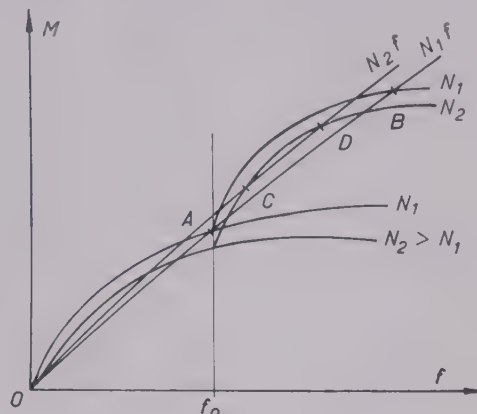


FIG. 28.

Finalement on obtient, (fig. 29), la courbe OA qui correspond au cas du matériau imaginaire et la courbe ACB qui correspond au matériau réel.

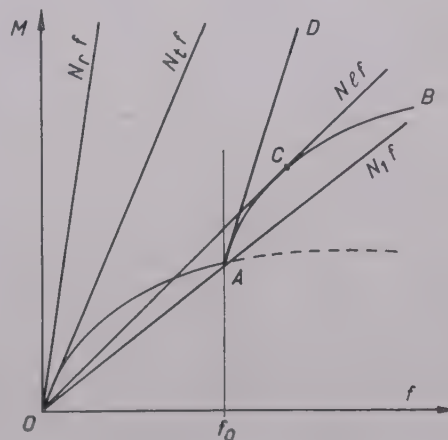


FIG. 29.

La charge limite cherchée est N_i telle que la droite $N_i f$ est tangente en C à la courbe AB.

Il faut remarquer que seule la courbe ACB est valable, car il ne peut y avoir équilibre libre pour une flèche inférieure à f_0 à cause de la butée.

Il faut également remarquer que pour être sûr de la décharge dans la barrette côté convexe, il faut avant d'appliquer une charge supérieure à N_1 , contre-buter le poteau pour que la flèche f_0

reste fixe, une fois la charge appliquée, on enlève la contre-butée.

Quand la flèche initiale f_0 tend vers zéro, le point A se rapproche de O, le coefficient angulaire de la tangente AD à la courbe ACB tend vers N_c . A la limite AD vient se confondre avec la droite $N_c f$ et la courbe ACB avec la courbe du moment interne

en charge libre relative au mode de chargement n° 1.

La flèche initiale f_0 réduit donc la charge limite du poteau qui pour $f_0 = 0$ est N_c .

Cette réduction dépend uniquement de la valeur de f_0 et la charge limite de module tangent n'a rien à y voir.

II. — ÉQUILIBRE DU POTEAU SIMPLIFIÉ IDÉALEMENT PARFAIT, SOUMIS AU FLAMBEMENT EXCENTRÉ

Il résulte de ce qui précède, que le mode de chargement a une très grande influence sur le comportement du poteau.

Mais pratiquement en construction, on ne se trouve en présence ni de l'un ni de l'autre des deux modes de chargement étudiés, la flexion s'accroît progressivement en même temps que la compression.

Cette flexion constatée expérimentalement dans les pièces réelles alors que la charge est cependant centrée le mieux possible, est due aux défauts géométriques et structuraux des pièces et aussi aux imperfections de l'appareillage d'essai.

Quoi qu'il en soit, le défaut de centrage peut être réduit avec un appareillage de précision, à une quantité négligeable. Il en est de même des défauts géométriques de l'éprouvette.

Il reste les défauts structuraux qui sont inévitables et suffisent à provoquer une déviation prématurée.

Pour interpréter toutes les imperfections inévitables, on peut admettre que l'éprouvette est idéalement parfaite, mais présente au repos une petite flèche initiale.

L'étude de l'équilibre d'une telle pièce soumise à une compression est intéressante car elle renseigne sur le comportement des pièces réelles, comparativement avec les pièces idéalement parfaites auxquelles on se raccorde en faisant tendre vers zéro la flèche initiale.

I. — MATÉRIAU PARFAITEMENT ÉLASTIQUE

Le poteau présente au repos une flèche initiale f_0 , sous l'effet d'une charge dont la ligne d'action passe par les centres de gravité des sections terminales, il prend une certaine flèche f' qui s'ajoute à f_0 , de sorte que la flèche totale est $f = f_0 + f'$.

Le diagramme contrainte/déformation est conforme à la figure 8 avec $e_1 = e_2 = e$.

L'application des relations fondamentales donne :

$$f' = \frac{le}{2}, \quad \delta n = eE = \frac{2f'}{l} E$$

$$M_i = \frac{\Omega}{2} \quad \delta n = \frac{\Omega E}{l} f' = N_c f'$$

$$M_e = N f.$$

Le poteau étant en équilibre libre :

$$M_i = M_e, \text{ soit :}$$

$$N = N_c \frac{f'}{f} = N_c \frac{f - f_0}{f}.$$

On a ainsi établi la relation entre la charge N et la flèche f . On peut aussi exprimer la flèche en fonction de f_0 et de N :

$$f = f_0 \frac{N_c}{N_c - N}. \quad (8)$$

Cette expression est la même que dans le cas d'une barre prismatique, ne subissant que de petites déformations, à la valeur près de N_c .

La figure 30 donne l'état d'équilibre.

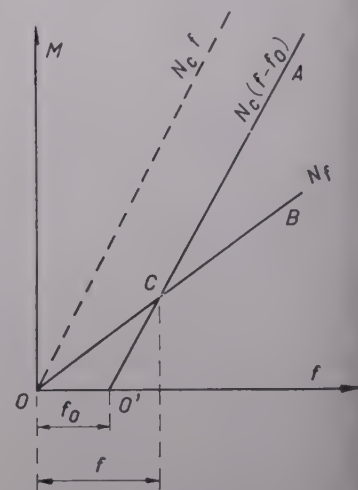


FIG. 30.

Le moment interne est représenté par la droite O'A d'équation :

$$M_i = N_c (f - f_0).$$

Cette droite est parallèle à la droite $N_c f$.

Le moment externe est représenté par OB d'équation :

$$M_e = N f.$$

Le point de rencontre C correspond à l'équilibre. Cet équilibre est toujours fléchi stable.

Lorsque N tend vers N_c , la flèche tend vers l'infini, mais cette croissance serait interrompue par la rupture de la barrette côté concave.

Cette croissance vers l'infini de la flèche provient de la théorie simplifiée que nous avons admise, comme nous l'avons expliqué au paragraphe II, chapitre I. La théorie complète ferait ressortir, dans le cas d'un matériau indéfiniment résistant, un maximum de la flèche qui serait évidemment ici de $l/2$. Ces considérations sont d'ailleurs sans grand intérêt pratique car en construction, les poteaux ont des proportions telles qu'ils sont ruinés pour de petites déformations.

Lorsque f_0 tend vers zéro, la droite O'A se rapproche de sa parallèle, à la limite quand $f_0 = 0$ l'équilibre est indifférent sous la charge critique N_c , on se raccorde bien ainsi au cas du poteau idéalement parfait rectiligne.

Il est important de remarquer que dans le cas d'un poteau ayant les proportions habituellement employées en construction, la présence d'une petite flèche initiale produira toujours la ruine pour une charge inférieure à N_c . Tout cela est valable d'ailleurs pour une barre prismatique.

Enfin, il est intéressant pour la suite des problèmes à résoudre, de déterminer dans quelles conditions la barrette côté convexe peut subir une décharge.

La contrainte dans ladite barrette que nous désignons par n_z , lorsque le poteau est en équilibre sous une charge N , s'exprime par :

$$n_z = \frac{N}{\Omega} - \delta n$$

$$\delta n = \frac{2M_i}{\Omega} = \frac{2N_c (f - f_0)}{\Omega}.$$

Il résulte des relations précédentes que :

$$f - f_0 = f_0 \frac{N}{N_c - N}$$

$$\text{d'où : } \delta n = \frac{2N_c f_0}{\Omega} \frac{N}{N_c - N} \quad \text{et}$$

$$n_z = \frac{N}{\Omega} - \frac{2N_c f_0}{\Omega} \frac{N}{N_c - N}$$

$$= \frac{N}{\Omega} \left(1 - \frac{2f_0}{1 - \frac{N}{N_c}} \right)$$

la dérivée de n_z par rapport à N est :

$$n'_z = \frac{1}{\Omega} - \frac{2f_0}{\Omega} \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_c}\right)^2}$$

elle s'annule pour :

$$\left(\frac{N}{N_c}\right)^2 - 2 \frac{N}{N_c} + (1 - 2f_0) = 0$$

d'où on déduit que la contrainte n_z passe par un maximum quand :

$$\frac{N}{N_c} = 1 - \sqrt{2f_0}. \quad (9)$$

Pour $f_0 = \frac{1}{2}$, c'est-à-dire quand la flèche initiale est égale à la moitié de la distance entre axes des barrettes, car nous rappelons que dans notre notation, cette distance a été prise égale à 1, le maximum de la compression dans la barrette côté convexe se produit quand $N = 0$, ce qui signifie que la barrette est toujours tendue.

Pour $0 < f_0 < \frac{1}{2}$, la contrainte n_z passe par un maximum pour une valeur de $\frac{N}{N_c}$ comprise entre 0 et 1, il est donc possible de déterminer la valeur de N pour laquelle la décharge commence dans la barrette côté convexe.

Pour $f_0 = 0$, la décharge ne peut se produire que pour $N = N_c$, ce qui raccorde bien à la théorie du poteau idéalement parfait rectiligne dont l'équilibre est rectiligne stable pour $N < N_c$ et indifférent pour $N = N_c$.

II. — MATÉRIAU IMAGINAIRE

La méthode pour obtenir la courbe de variation de M_i en fonction de f en équilibre libre, est la même que dans le cas d'une charge centrée. On trace d'abord le réseau des courbes représentant la variation de M_i en fonction de f à compression constante, ce qui nécessite l'intervention de forces auxiliaires transversales.

Considérons (fig. 31) le poteau qui au repos présente une flèche initiale f_0 .

Pour obtenir la courbe M_i fonction de f , sous compression constante N , on commence par le jeu d'une butée à empêcher toute déformation.

Ensuite, on applique la charge N .

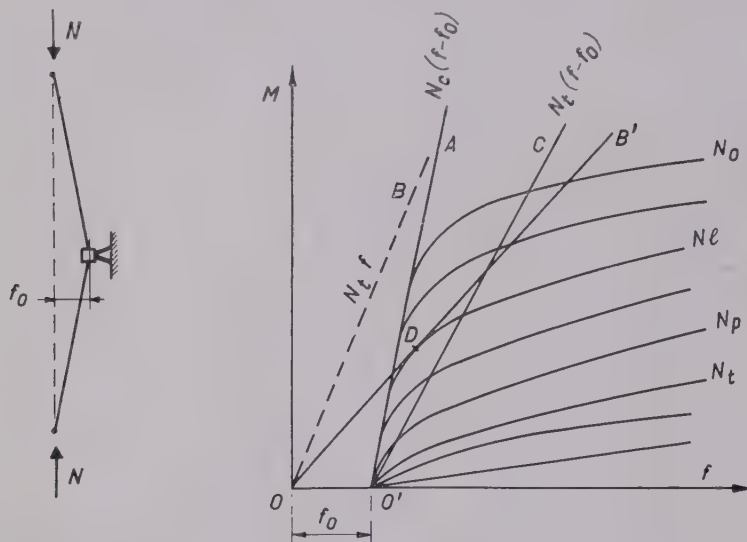


FIG. 31.

FIG. 32.

Puis, par le jeu de la butée et éventuellement d'une contre-butée, supposées mobiles à volonté dans le sens transversal, on commande la croissance de la flèche. Au départ, lorsque la flèche f_0 n'a pas varié, sous la charge N et la réaction de la butée, le moment dans la section médiane est nul. Il en résulte qu'en partant de f_0 la variation de M_i en fonction de f sera la même que dans le cas d'une charge centrée, la seule différence, c'est que l'origine au lieu de correspondre à une flèche nulle, correspondra à la flèche initiale f_0 .

Le diagramme (fig. 32), comportera donc une série de courbes identiques à celles de la figure 15, mais partant de l'origine O' ayant pour abscisse f_0 .

Mais le faisceau de droite, représentant les moments externes correspondant à chaque valeur de N , restera convergent à l'origine O (ce faisceau n'est pas représenté sur la figure, pour ne pas la surcharger).

Suivant les valeurs relatives de N_c et de N_p ($N_c = \frac{\Omega E}{l} N_p = \Omega n_p, n_p$ limite de proportionnalité de diagramme compression/déformation) on peut avoir différents types de diagrammes.

1° $N_c < N_p$.

On obtient le diagramme de la figure 33.

Le moment interne suit la droite $O'A$ parallèle à $N_c f$ jusqu'au point A , qui correspond à la limite de proportionnalité puis s'incurve suivant la courbe ACB tangente en A à la droite $O'A$.

La charge limite N_l est le coefficient angulaire de la droite $N_l f$ issue de O et tangente à la courbe AB en C .

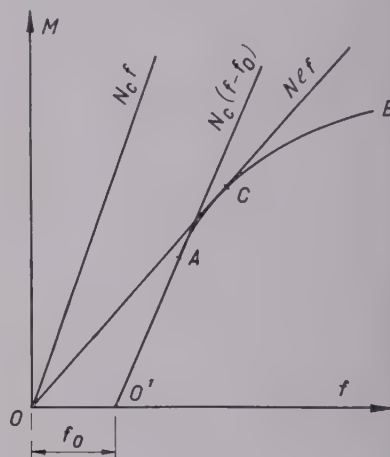


FIG. 33.

On voit que la charge limite ne peut être égale à N_c que pour $f_0 = 0$.

Pour toute charge supérieure à N_l il n'y a pas d'équilibre possible.

Pour toute charge inférieure à N_l , il peut y avoir deux positions d'équilibre fléchi, l'une stable et l'autre instable. Cette dernière nécessite l'intervention d'une force transversale auxiliaire.

2° $N_c = N_p$.

C'est le cas limite du précédent, le point A cependant ne vient pas en O' , car quel que soit l'élanement du poteau, au début de la charge, la déformation est élastique tant que la limite de proportionnalité n'est pas dépassée.

3° $N_c > N_p$.

On obtient le diagramme de la figure 34.

La courbe du moment interne M_i coïncide encore à partir de O' et sur une longueur variable, avec la droite $O'A$ d'équation $N_c(f - f_0)$.

La charge limite est le coefficient angulaire de la droite OB' issue de O et tangente à la courbe $O'DF$ en D .

Pour toute charge supérieure à N_l il n'y a pas d'équilibre possible.

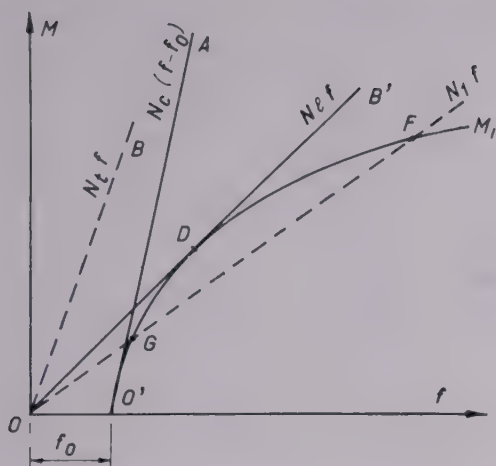


FIG. 34.

Pour toute charge N_1 inférieure à N_t , il y a une position d'équilibre fléchi stable (point G) et il peut y avoir une autre position d'équilibre fléchi, mais instable et nécessitant l'intervention d'une force auxiliaire transversale (point F).

Il est facile de montrer que la charge limite N_t est inférieure à N_t charge critique de module tangent.

En effet OB' ayant pour coefficient angulaire la charge limite N_t , dans la figure 32 cette droite est tangente à la courbe de M_i sous charge constante correspondant à la compression N_t .

Pour que $N_t = N_t$, il faudrait que la droite OB' issue de O puisse être à la fois tangente à la courbe O'N_t et parallèle à la droite O'C qui est elle-même tangente en O' à la courbe O'N_t. C'est évidemment impossible, tant que $f_0 > 0$.

On voit également très facilement sur la figure 32 que la charge limite va en diminuant quand f_0 augmente.

Quand $f_0 \rightarrow 0$, la charge limite augmente et quand $f_0 = 0$, le point O' venant coïncider avec le point O, on se trouve placé dans le cas du poteau idéalement parfait rectiligne déjà étudié, la charge limite est donc égale à N_t .

La conclusion c'est que la flèche initiale a pour effet de réduire la charge limite à une valeur inférieure à la charge critique de module tangent, l'importance de cette réduction ne dépendant que de la valeur de f_0 .

Il est intéressant d'examiner maintenant les circonstances d'une décharge de la barrette côté convexe.

Si nous supposons que la déformation soit suffisamment petite pour que l'approximation du module tangent soit valable en tout point du diagramme compression/déformation, les relations fondamentales relatives au matériau parfaitement élastique, sont également valables.

Pour toutes valeurs n de la contrainte (fig. 35), on pourra répéter le calcul du paragraphe I qui précède, mais en remplaçant N_c par $N'_t = \frac{\Omega E'_t}{l}$, E'_t étant le module tangent relatif à la contrainte n , ou module instantané qu'il ne faut pas confondre avec le module tangent, E_t correspondant à la charge critique de module tangent qui est unique pour un poteau donné.

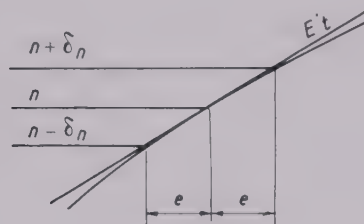


FIG. 35.

Pour la valeur n de la contrainte, la flèche s'exprimera donc par :

$$f = f_0 \frac{N}{N'_t - N} \quad \text{avec} \quad N = \Omega n \quad N'_t = \frac{\Omega E'_t}{l} = \Omega n'_t$$

et la décharge de la barrette côté convexe commencera pour la contrainte n si on a la relation :

$$\frac{N}{N'_t} = 1 - \sqrt{2f_0} = \frac{n}{n'_t} \quad (10)$$

Or, le diagramme contrainte/déformation permet de connaître pour toutes valeurs de n , la valeur de E'_t , on peut donc tracer la courbe représentant la variation du rapport $\frac{n}{n'_t}$ en fonction de n . Cette courbe est représentée sur la figure 36.

Pour $n = 0$, le rapport est évidemment nul.

Partant de O, la courbe présente une partie droite qui correspond à la phase élastique du diagramme compression/déformation.

Pour $n = n_t$, on a $n'_t = n_t$ et le rapport $\frac{n}{n'_t} = 1$.

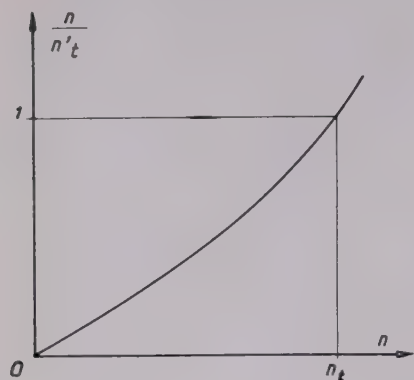


FIG. 36.

Pour toutes valeurs de n , on pourra donc lire sur la courbe la valeur correspondante du rapport $\frac{n}{n_t}$ et la comparaison avec la quantité $1 - \sqrt{2f_0}$ permettra de savoir si la contrainte de compression dans la barrette côté convexe est croissante, ou maximum, ou décroissante.

Pour $f_0 = \frac{1}{2}$, cette compression est décroissante pour toutes valeurs de $n > 0$.

Pour $f_0 = 0$, la décharge ne se produit que pour $n = n_t$.

III. — MATÉRIAU RÉEL

Considérons le poteau simplifié présentant au repos une flèche initiale f_0 (fig. 37-a).

S'il est appliqué à ce poteau une charge N telle que :

$$\frac{N}{N_t} < 1 - \sqrt{2f_0}.$$

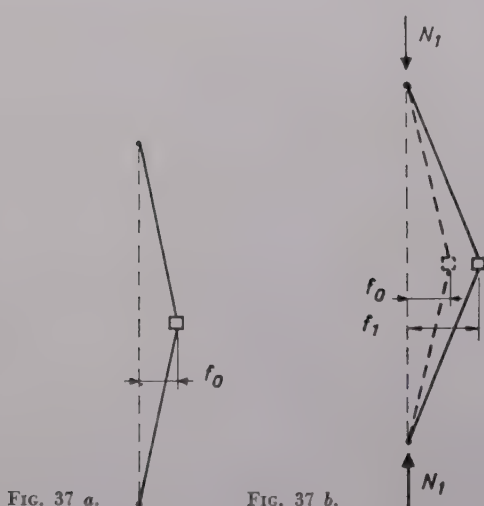


FIG. 37 a.

FIG. 37 b.

Le poteau prendra une position d'équilibre fléchi stable, sans qu'il y ait eu décharge de la barrette côté convexe. Il s'est donc jusque là comporté exactement comme un poteau identique en matériau imaginaire.

Il se comporte ainsi jusqu'à une certaine valeur de la charge N_1 , telle que :

$$\frac{N_1}{N_{1t}} = 1 - \sqrt{2f_0}.$$

La flèche correspondante sera (fig. 37-b) :

$$f_1 = f_0 \frac{N_1}{N_{1t} - N_1}$$

(voir paragraphe précédent).

Remarquons tout de suite que si les proportions du poteau étaient telles que :

$$N_c \leq N_p,$$

on aurait $N_{1t} = N_c$, et la décharge de barrette côté convexe interviendrait pour $N_1 < N_c$, donc $N_1 < N_p$.

Cette décharge se produisant dans la zone élastique du diagramme contrainte/déformation, le poteau se comporterait pour toutes valeurs de n comme s'il était en matériau imaginaire. Ce cas a été traité dans le paragraphe précédent auquel nous renvoyons.

Dans tout ce qui suit, nous supposons $N_c > N_p$.

Ceci étant posé, représentons graphiquement l'état d'équilibre du poteau (fig. 37-b). Puisqu'il n'y a pas eu décharge de la barrette côté convexe, la variation du moment interne M_i en fonction de f pour une compression constante égale à N_1 , sera représentée par l'une des courbes du réseau de la figure 32, celle qui correspond à la charge N_1 que nous représentons sur la figure 38 en O/N_1 .

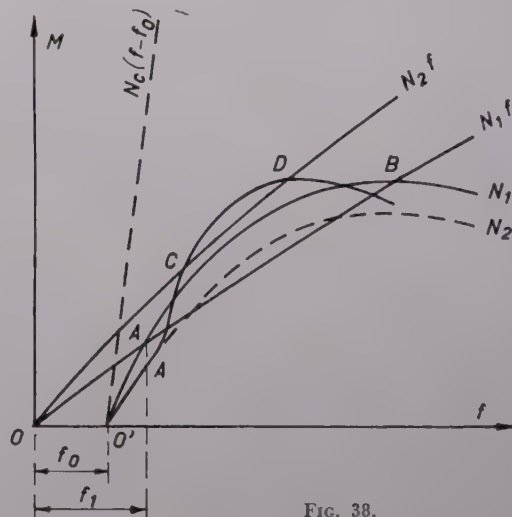


FIG. 38.

Le moment externe est représenté par la droite $N_1 f$ qui rencontre la courbe ON_1 aux points A et B.

Le point A est figuratif de l'équilibre du poteau soumis à la charge N_1 . C'est un équilibre fléchi stable. Le point B correspondrait à un équilibre fléchi instable nécessitant l'intervention d'une force transversale auxiliaire.

Le poteau étant en équilibre fléchi stable sous la charge N_1 , appliquons lui une surcharge qui ajoutée à N_1 , donne une charge finale $N_2 > N_1$. La courbe $O'N_2$ représente la variation de M_i en fonction de f sous compression constante égale à N_2 pour le matériau imaginaire. Mais cette courbe n'est valable que jusqu'à la flèche f_1 pour laquelle l'inversion se produit, c'est-à-dire jusqu'au point A'. A partir du point A', la courbe rapportée à l'origine A' a une allure sensiblement identique à celle du mode de chargement n° 1 (voir chap. I, § IV). Elle est représentée en A'CD, ses points de rencontre C et D avec la droite $N_2 f$, sont des points de la courbe représentant la variation de M_i en fonction de f en équilibre libre. En appliquant une nouvelle surcharge pour arriver à une charge $N_3 > N_2$, on déterminerait encore d'autres points de ladite courbe qui finalement se présente sur la figure 39 en O'AC.

Jusqu'au point A correspondant à la flèche f_1 , la courbe O'A est la même que dans le cas du matériau imaginaire. A partir de A, elle prend l'allure AHC, du fait de la décharge de la barrette côté convexe, sa tangente en A, AD ayant un coefficient angulaire légèrement inférieur à celui de la droite $N_r f$ (N_r charge critique de module réduit). La charge limite qui dans le cas du matériau imaginaire était N_1 , coefficient angulaire de la droite $N_1 f$ tangente à la courbe O'AB, devient N'_1 , coefficient angulaire de la droite OH tangente en H à la courbe AHC.

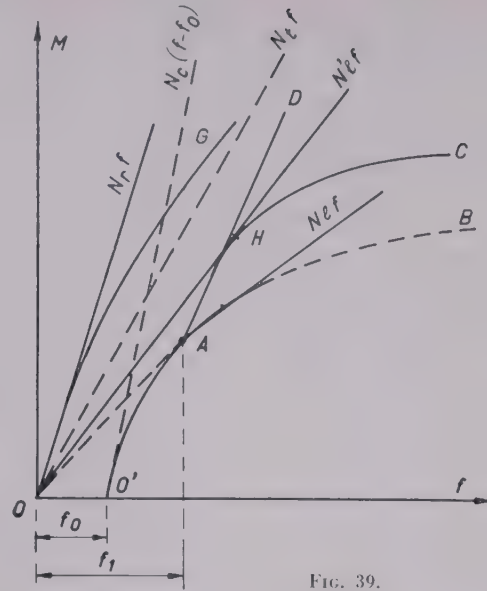


FIG. 39.

Lorsque f_0 tend vers 0, f_1 tend également vers zéro, le point A se rapproche de O et la courbe AHC tend vers la courbe OG qui représente la variation de M_i en fonction de f dans le mode de chargement n° 1 (§ IV, chap. I).

A la limite, quand $f_0 = 0$, le point A est confondu avec O, la courbe AHC avec OG et la charge limite est N_r charge critique de module réduit, coefficient angulaire de la droite $N_r f$ tangente en O à OG.

La conclusion de cette étude, c'est que la charge limite a pour maximum N_r charge critique de module réduit, valable quand $f_0 = 0$. Quand $f_0 > 0$, la charge limite est $< N_r$ et elle décroît à mesure que f_0 croît. Cette variation de la charge limite ne dépend que de f_0 et n'a rien à voir avec la charge critique de module tangent.

III. — CONFRONTATION AVEC LA THÉORIE DE SHANLEY

Dans son premier mémoire, SHANLEY⁽¹⁾ aboutit aux deux conclusions suivantes :

- a) La flexion commence aussitôt que la décharge correspondant au module tangent est dépassée;
- b) La charge ultime du poteau est comprise entre la charge critique du module tangent et la charge critique du module réduit.

Dans son second mémoire⁽²⁾ il reprend le problème :

1° En appuyant le raisonnement de son précédent mémoire par un essai sur une éprouvette en alliage léger;

2° En cherchant à justifier ses conclusions par une analyse mathématique des conditions d'équi-

⁽¹⁾ SHANLEY — The Column Paradox (Le paradoxe du poteau comprimé). *Journal Aéro-Sci*, décembre 1946.

⁽²⁾ SHANLEY — Inelastic Column Theory (Théorie du poteau en phase plastique) *Journal Aéro-Sci*, mai 1947.

libre du poteau simplifié idéalement parfait, soumis à une charge axiale centrée, en supposant le module tangent constant.

De cette analyse mathématique, il tire les neuf conclusions suivantes :

1. La formule du module tangent (ENGESSER) donne la charge maximum pour laquelle un poteau initialement rectiligne avec charge centrée, restera rectiligne.

2. La charge sur le poteau peut dépasser la charge correspondant au module tangent, mais ne peut être plus grande que la charge correspondant au module réduit.

3. Une charge dépassant la charge correspondant au module tangent provoquera une incurvation qui produira une déformation permanente de flexion (excentricité).

4. Il y aura une partie de la section transversale du poteau pour laquelle la contrainte ne dépassera jamais la contrainte correspondant au module tangent.

5. Dès que la charge correspondant au module tangent est dépassée, la déformation en compression sur une partie de la section transversale croîtra beaucoup plus rapidement que la déformation moyenne.

6. Pour la plupart des matériaux industriels, la diminution du module tangent quand la déformation augmente, limitera la quantité dont la charge du poteau peut dépasser la valeur correspondant au module tangent.

7. Le poteau idéal simplifié étudié ne peut pas supporter la charge de module réduit, à moins que le poteau ne soit appuyé latéralement tandis qu'on applique la charge centrée.

8. Quand il est buté de façon à résister à l'incurvation pendant l'application d'une charge centrée, un poteau qui se trouve dans le domaine plastique ne pourra supporter une charge centrée plus forte (après enlèvement de la butée) que lorsqu'il est chargé sans être buté.

9. On doit se baser sur l'équation du module tangent (ENGESSER) pour déterminer la résistance au flambage des éléments dans le domaine plastique.

*
* *

Si l'on ne retient que ce qui concerne le poteau simplifié idéalement parfait, soumis à une charge centrée, l'essentiel des conclusions de SHANLEY peut donc se résumer ainsi :

Tant que la charge est inférieure à la charge critique de module tangent N_t , le poteau reste en équi-

libre rectiligne stable. Dès que la charge dépasse N_t , l'équilibre devient fléchi, mais il reste stable jusqu'à une certaine charge inférieure à la charge critique de module réduit N_r .

*
* *

L'analyse mathématique des conditions d'équilibre du poteau simplifié idéalement parfait, soumis à une charge centrée, présentée dans le mémoire « Inelastic Column Theory » ⁽¹⁾ aboutit en fait à la relation suivante qui dans notre notation s'écrit :

$$N = N_t \left(1 + \frac{1}{\frac{1}{2f} + \frac{k+1}{k-1}} \right) \quad (19)$$

dans laquelle :

N = Charge axiale appliquée au poteau supposé en équilibre fléchi.

f = Flèche correspondant à cet équilibre fléchi.

$k = \frac{E}{E_t}$ (k est constant puisque E_t est supposé constant).

$N_t = \frac{\Omega E_t}{l}$ charge critique de module tangent.

Ω = section des deux barrettes du poteau simplifié.

l = longueur du poteau bi-articulé, prise entre rotules.

La relation (19) dénommée par SHANLEY « Équation d'équilibre du poteau » ⁽¹⁾ est réputée représenter la théorie complète du poteau simplifié idéalement parfait, soumis à une charge axiale centrée quand on suppose E_t constant.

Si cette relation était valable, elle justifierait les conclusions résumées, ci-dessus énoncées.

En effet :

Puisque pour un poteau donné, N_t a une valeur bien déterminée et que par hypothèse k est constant, la relation (19) donne la variation de N en fonction de f dans l'équilibre fléchi du poteau.

Puisqu'il y a équilibre, il y a pour toutes valeurs de f égalité entre les moments interne et externe dans la section médiane du poteau, soit :

$$M_e = M_i = Nf.$$

Le moment interne peut donc s'exprimer en fonction de f par :

⁽¹⁾ Voir note ⁽²⁾ de la page précédente.

$$M_i = N_i f \left(1 + \frac{1}{\frac{1}{2f} + \frac{k+1}{k-1}} \right)$$

expression équivalente à :

$$M_i = N_i \frac{4kf^2 + (k-1)f}{2(k+1)f + (k-1)}$$

On voit donc que M_i varie hyperboliquement en fonction de f .

Dans la zone qui nous intéresse, c'est-à-dire pour $f > 0$, la courbe représentative de cette fonction a l'allure OA (fig. 40).

On vérifierait facilement en effet que les dérivées premières et secondes de M_i par rapport à f sont positives pour toutes valeurs de $f > 0$, la fonction est donc constamment croissante à partir de O et sa concavité se situe du côté positif de l'axe des ordonnées.

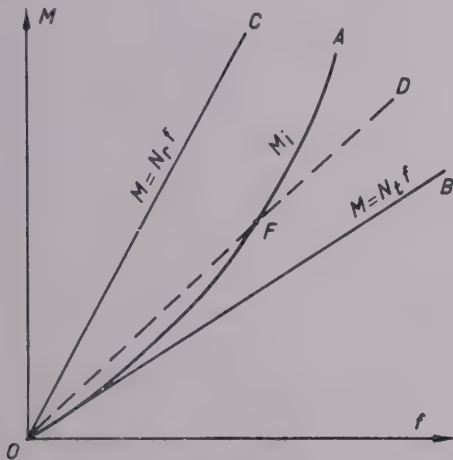


FIG. 40.

De plus, pour $f = 0$

$$\frac{dM_i}{df} = N_t$$

La tangente en O à la courbe OA a donc pour coefficient angulaire N_t , cette tangente a pour équation : $M = N_t f$ (droite OB).

Par ailleurs, quand dans la relation (19) f tend vers l'infini, la charge N tend vers N_r , charge critique de module réduit, ce qui signifie que la droite OC d'équation $M = N_r f$ ne rencontre la courbe OA qu'à l'infini.

La figure 40 rend facile la discussion sur l'équilibre du poteau.

§ Pour $N < N_t$, la droite représentant le moment externe, se situerait au-dessous de OB, elle ne rencontrerait la courbe OA qu'au seul point O.

Donc une seule position d'équilibre rectiligne stable. Cette conclusion est valable à la limite pour $N = N_t$.

Pour $N > N_t$, la droite représentative du moment externe se situerait au-dessus de OB, par exemple en OD et rencontrerait la courbe OA en deux points O et F.

Point O équilibre rectiligne instable.

Point F équilibre fléchi stable.

Cette discussion est donc bien en accord avec les conclusions de SHANLEY dont toute la conception est résumée sur la figure 40.

Cette conception donne lieu aux observations suivantes :

Puisque pour $N > N_t$ l'équilibre fléchi est toujours stable, même quand la flèche croît indéfiniment, puisque le moment interne croît toujours plus vite que le moment externe, la charge limite ne dépend plus alors que de la résistance du matériau constituant les barrettes de la cellule. Or, ce résultat ne serait possible que si le matériau était indéfiniment élastique. Dans le cas des matériaux usuels présentant un diagramme contrainte/déformation conforme à la figure 1 faisant ressortir des déformations plastiques beaucoup plus grandes que les déformations élastiques, il arrive toujours que sous une certaine charge le moment externe croît plus rapidement que le moment interne.

Le déséquilibre entre ces deux moments entraîne la croissance indéfinie de la flèche, d'où la ruine.

Ces anomalies conduisent à rechercher comment l'analyse mathématique de SHANLEY ⁽¹⁾, dans son mémoire « Inelastic Column Theory », peut aboutir à l'expression (19). On s'aperçoit que cette analyse repose sur une hypothèse, savoir que tout poteau rectiligne idéalement parfait, passe d'un équilibre rectiligne à un équilibre fléchi dès que la charge axiale dépasse N_t , charge critique de module tangent.

Pour justifier cette hypothèse, l'auteur s'appuie sur ce qu'il appelle le *paradoxe de la pièce comprimée*. Si, dit-il, le poteau pouvait rester rectiligne sous une charge supérieure à N_t , il ne pourrait se produire aucune inversion jusqu'à cette charge. Quel phénomène peut donc intervenir qui entraîne la majoration de la valeur E nécessaire pour éviter le flambage au-delà de N_t ? La réponse évidente est que l'éprouvette ne peut rester rectiligne au-delà de N_t .

De là, il conclut qu'à l'origine de la théorie du module réduit, il y a une hypothèse contestable. On a supposé tout au moins implicitement, dit-il, que le poteau reste rectiligne quand la charge

(1). Voir note (2) de la page 503.

centrée augmente jusqu'à la valeur critique prévue, après quoi, le poteau fléchit ou tend à fléchir. En fait, le poteau est à n'importe quel moment libre de commencer à fléchir. Rien n'empêche qu'il ne fléchisse au fur et à mesure que la charge centrée augmente. Dans ces conditions, il est possible d'obtenir une répartition non uniforme des déformations, sans qu'il se produise aucune inversion des déformations.

Et pour lui, c'est là que réside le paradoxe : la charge N_t pouvant être dépassée sans aucune inversion des déformations, la valeur du module E_t doit s'appliquer à la section tout entière, d'où il résulte que la charge ne peut pas dépasser N_t .

Il en conclut que si la charge doit croître d'une quantité quelconque à partir de N_t , il faut qu'une inversion des déformations commence à partir de N_t .

*
* *

Il est facile de reconnaître que ce raisonnement est fondé sur une hypothèse arbitraire. En effet, cette répartition non uniforme des déformations et sans inversion que SHANLEY admet comme possible pour une charge supérieure à N_t , suppose un fléchissement, sinon la répartition serait uniforme.

Pour examiner dans quelles conditions cet état fléchi sans inversion est possible, il suffit de considérer un poteau idéalement parfait mais présentant une petite flèche initiale f_0 .

Considérons d'abord le cas du matériau imaginaire (déformations parfaitement réversibles). Nous avons démontré (chap. II, § II) que tant que $f_0 > 0$ l'inversion se produit toujours pour une charge centrée inférieure à N_t .

Mais le poteau en matériau réel se comporte comme le poteau en matériau imaginaire, tant que l'inversion ne se produit pas. Il en résulte que pour lui aussi l'inversion se produit pour une charge inférieure à N_t tant que $f_0 > 0$.

Cette répartition non uniforme des déformations sous une charge supérieure à N_t et sans inversion qu'admet SHANLEY à la base de son raisonnement du paradoxe, est donc impossible. Autrement dit, il ne peut pas y avoir de paradoxe.

Par voie de conséquence, la conclusion qu'il tire de son raisonnement, à savoir que si la charge doit croître d'une quantité quelconque à partir de N_t , il faut qu'une inversion commence à partir de N_t , doit être considérée comme inexacte.

En réalité, l'inversion se produit toujours sous une charge inférieure à N_t , et la charge peut croître au-delà de N_t si la flèche f_0 est suffisamment petite,

car la charge limite est d'autant plus grande que la flèche initiale est petite.

La charge de bifurcation d'équilibre ou charge critique, n'est donc pas N_t .

Cette charge critique est égale à la charge limite du poteau avec flèche initiale, quand ladite flèche initiale tend vers zéro.

Nous avons montré (chap. II, § III) que, dans ce cas, cette charge limite tend vers N_r , charge critique de module réduit.

*
* *

Considérons maintenant le poteau idéalement parfait et rectiligne. SHANLEY pose cette question : quel phénomène peut donc intervenir qui entraîne la majoration de la valeur E nécessaire pour éviter le flambage au-delà de N_t ?

La réponse est simple : cette majoration de E existe à l'état potentiel et, sous cette forme, elle suffit à empêcher la déviation spontanée; c'est un problème de stabilité d'équilibre.

Le poteau étant idéalement rectiligne et parfait, la déformation est rigoureusement uniforme dans les deux barrettes, il y a équilibre rectiligne sous une charge quelconque, pouvant aller jusqu'à la charge d'écrasement en compression simple.

Mais cet équilibre rectiligne peut être stable ou instable, et c'est cette recherche de la condition de stabilité qui constitue le fond du problème.

D'après le raisonnement de SHANLEY, cet équilibre rectiligne serait instable sous toute charge dépassant N_t . Supposons donc le poteau soumis à la charge : $N = N_t + \Delta N$.

ΔN l'accroissement de charge pouvant être aussi petit qu'on veut, de sorte qu'on aura toujours :

$$N < N_r$$

N_r charge critique de module réduit.

Le poteau étant idéalement parfait reste rectiligne sous la charge N .

Admettons pour le moment, quitte à le démontrer, qu'une force auxiliaire transversale F soit nécessaire pour écarter le poteau de sa position d'équilibre rectiligne, la déviation f étant aussi petite qu'on veut.

Cette déviation se faisant sous charge constante et dans la zone plastique du diagramme compression/déformation du matériau, il y aura décharge de la barrette côté convexe dont la déformation suivra le module E , la barrette côté concave subissant une surcharge, et sa déformation se faisant suivant le module E' , module tangent relatif à la contrainte N (qu'il ne faut pas confondre avec

E_t , module tangent correspondant à la contrainte N_t , et qui est unique pour un poteau donné). On peut donc facilement déterminer le moment interne M_i en fonction de f , et on sait que tant que $N < N_r$, il est supérieur au moment externe $M_e = Nf$.

Il en résulte que l'intervention de la force transversale auxiliaire F est nécessaire pour écarter le poteau de sa position d'équilibre rectiligne qui est stable. Ce poteau idéalement parfait ne peut donc pas fléchir spontanément, il faut une action extérieure pour provoquer ce fléchissement; il est donc en équilibre stable.

La théorie énergétique aboutirait d'ailleurs à la même conclusion.

L'énergie absorbée par le poteau simplifié au cours de la déviation f est égale à :

$$\pi = \frac{2f}{l} M_i$$

(la longueur des barrettes est égale à l et les jambages sont indéformables).

Le déplacement a du point d'application de la charge N est :

$$a = \frac{2f^2}{l}$$

L'énergie cinétique correspondante :

$$N_a = \frac{2f}{l} Nf = \frac{2f}{l} N_e$$

Or, puisque $M_i > M_e$, l'énergie absorbée par le poteau est plus grande que celle qui lui est fournie par le déplacement a du point d'application de la charge N .

Pour que le poteau puisse s'écarter de sa position d'équilibre rectiligne, il faut donc un apport extérieur d'énergie W , qui provient de la force auxiliaire F dans son déplacement f . D'où viendrait cette énergie si le poteau pouvait fléchir spontanément?

Dans le chapitre I, paragraphe IV (mode de chargement n° 1) du présent mémoire, nous avons déterminé l'allure de la variation du moment interne M_i en fonction de la flèche f , en partant d'un diagramme compression/déformation réel, obtenu par mesures sur un échantillon d'alliage léger. La figure (20) en donne la représentation graphique. On peut voir sur cette figure que sous la charge N_t , la droite $N_t f$ représentant le moment externe, rencontre en deux points la courbe du moment interne M_i .

Le premier, point 0, correspond à l'équilibre rectiligne puisque $f = 0$. Il est stable, car pour une petite déviation, on a : $M_i > M_e$.

Quant au deuxième point de rencontre, il correspond à un équilibre fléchi instable. Mais pour

amener le poteau à cette position, il faut l'intervention d'une force auxiliaire transversale donnant au poteau une déviation de grandeur bien déterminée.

* *

On pourrait faire l'objection suivante aux considérations qui précèdent : quand on supprime la force transversale F , le poteau ne revient pas à sa position d'équilibre rectiligne, du fait de la déformation permanente; cet équilibre rectiligne n'est donc pas stable.

Effectivement, dans la déviation f , une bonne part de l'énergie est absorbée par la déformation plastique, de sorte que finalement, l'énergie potentielle est inférieure à N_a et de ce fait insuffisante pour faire reprendre au poteau sa forme rectiligne, mais l'équilibre fléchi est stable.

Nous avons analysé l'influence de la déformation plastique chapitre I, paragraphe IV (mode de chargement n° 1).

Après une première déviation partant de la forme rectiligne et suppression de la force F , la charge limite du poteau devient inférieure à N_r .

Mais cette diminution de la charge limite est consécutive à une action extérieure et la charge limite devient fonction de cette action.

Par ailleurs, il ne faudrait pas vouloir tirer de ces circonstances un argument en faveur de l'hypothèse de SHANLEY. En effet, on obtiendrait aussi bien une déformation permanente en provoquant la déviation sous une charge inférieure à N_t , il suffit de rester dans la zone plastique.

La déformation permanente n'est donc pas un critère d'instabilité; l'équilibre fléchi après une première déviation provoquée, peut se produire pour des valeurs inférieures, égales ou supérieures à la charge critique de module tangent, laquelle n'a rien à voir avec ce phénomène.

* *

L'analyse des conditions d'équilibre du poteau simplifié idéalement parfait faite par SHANLEY dans son mémoire « Inelastic Column Theory » partant de l'hypothèse que le fléchissement commence dès que la charge dépasse N_t , aboutit à une loi de déformation donnée par l'équation (19) qui dans notre notation s'écrit :

$$N = \frac{\Omega E_t}{l} \left(1 + \frac{1}{\frac{1}{2f} + \frac{k+1}{k-1}} \right) \quad (19)$$

dans laquelle

$$\frac{\Omega E_t}{l} = N_t \text{ charge critique de module tangent,}$$

$$k = \frac{E}{E_t} \text{ supposé constant.}$$

f flèche correspondant à la charge N en équilibre fléchi.

Nous avons donné sur la figure (40) une représentation graphique des conditions d'équilibre correspondant à (19), d'où il ressort que pour toute charge comprise entre N_t et N_r , l'équilibre fléchi est toujours stable.

Or, un tel comportement est manifestement impossible, dans le cas d'un poteau dont le flambement se produit pour une contrainte de compression qui se situe dans la zone plastique du diagramme compression/déformation du matériau. Cela résulte du paragraphe III, chapitre II du présent mémoire : il y a toujours une valeur de N inférieure à N_r pour laquelle l'équilibre fléchi devient instable et cette valeur de N est la charge limite.

On peut rendre cette contradiction encore plus frappante comme suit :

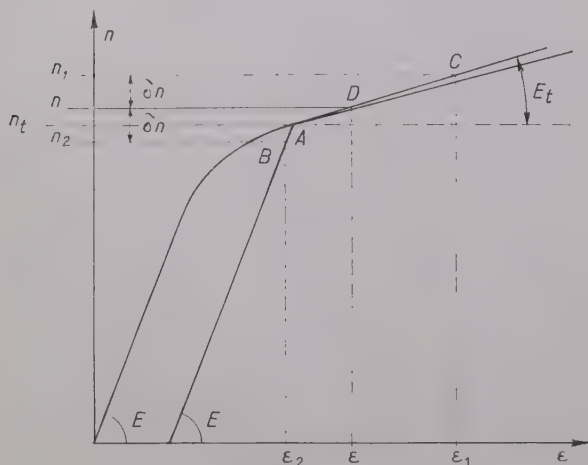


FIG. 41.

Sur la figure 41, nous avons tracé le diagramme des contraintes correspondant à l'équilibre fléchi, sous une contrainte de compression :

$$n > n_t.$$

Dans l'hypothèse de SHANLEY, jusqu'à la contrainte :

$$n_t = \frac{N_t}{\Omega}$$

le poteau reste rectiligne, point figuratif A. A partir de cette contrainte, la déviation se produit et croît avec la charge suivant la loi (19).

Puisque par hypothèse on a supposé que la contrainte dans la barrette 2 (côté convexe) est toujours décroissante dans cette évolution, cette contrainte passe de n_t à n_2 , suivant AB, au module E . Quant à la barrette 1 (côté concave) qui est évidemment toujours croissante, elle passe de n_t à n_1 , et suivant AC, module E_t (supposé constant).

Il est physiquement possible d'obtenir un tel diagramme.

Appliquons au poteau considéré, la charge centrée N_1 à laquelle correspond la contrainte n_t du diagramme; sous cette charge, le poteau reste en équilibre rectiligne stable. Au moyen d'une force transversale auxiliaire F , imprimons au poteau une déviation f_0 égale à celle du diagramme, et maintenons-le dans cette position par une butée (fig. 42).

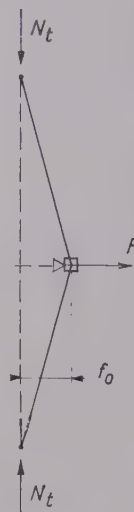


FIG. 42.

Appliquons ensuite un supplément de charge ΔN tel que la contrainte de compression sur le poteau soit n , celle du diagramme. A ce moment, le poteau présente un diagramme de contraintes identique à celui de la figure 41 d'où il résulte, pour des raisons d'équilibre, que la réaction F à la butée est nulle.

A partir de ce moment, si l'on fait croître la charge centrée, le poteau ne suit plus la loi de déformation définie par la relation (19). On reconnaît qu'on se trouve devant un problème analogue à celui que nous avons étudié (chap. I, § IV, mode de chargement n° 2) et on peut déterminer la charge limite graphiquement par les mêmes moyens. On aboutirait aux mêmes conclusions : la charge limite est fonction de f_0 et quand cette déviation initiale imposée tend vers zéro, la charge limite tend vers N_r .

La raison de ce divorce entre les lois de l'équilibre et la loi définie par (19) est simple. A l'examen de l'analyse mathématique de SHANLEY, on constate que l'introduction à la base d'une hypothèse, en l'espèce le fléchissement à partir de N_t , entraîne mathématiquement à une loi de déformation (19) dont nous venons de souligner l'arbitraire.

Il serait inexact de dire à propos de cette loi, que la charge limite est indéterminée; en fait il n'y aurait pas de charge limite, si ce n'est celle qui pourrait résulter de la contrainte d'écrasement du matériau.

Il est clair que toute hypothèse conduisant à une telle conclusion est contestable.

Autrement dit, le poteau idéalement parfait ne peut pas fléchir spontanément, il faut une action extérieure pour provoquer cette déviation. Pour arriver au diagramme 41, il a fallu l'intervention d'une force auxiliaire F . On rejoint ainsi les conclusions de nos précédentes discussions : l'hypothèse d'un fléchissement spontané d'un poteau idéalement parfait, lorsque la charge dépasse N_t , est inacceptable.

* * *

Dans quelle mesure l'expérience peut-elle confirmer la valeur du module tangent comme critère de ruine des barres soumises au flambement et constituées en matériaux de construction usuels, alors que le support théorique que prétendait lui donner SHANLEY, n'est pas valable?

C'est ce qu'il convient maintenant d'examiner.

Une éprouvette de flambement fût-elle en alliage léger, présente des défauts de structure et de forme inévitables qui ont pour conséquence un fléchissement prématuré apparaissant sous une charge très inférieure à la charge critique de module tangent. On peut donc classiquement assimiler l'éprouvette à une autre identique supposée idéalement parfaite, mais présentant une petite flèche initiale.

Nous avons fait l'étude de l'équilibre d'une telle pièce en considérant un poteau simplifié (chap. II, § III) et les conditions d'équilibre découlant de la figure 39. En considérant une barre prismatique, on arriverait à un résultat tout à fait analogue. Nous avons vu que lorsque la flèche initiale tend vers zéro, la charge limite tend vers N_r , charge critique de module réduit et que la réduction de cette charge critique maximum dépend essentiellement de la grandeur de la flèche initiale. On voit sur la figure 39 que si f_0 est assez grand, la charge limite peut être très inférieure à N_t , et que lorsque f_0 tend vers zéro, cette charge limite tend vers N_r , il y a une valeur de f_0 pour laquelle la charge limite

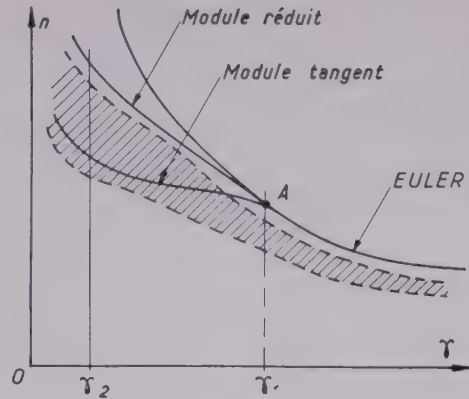


FIG. 43.

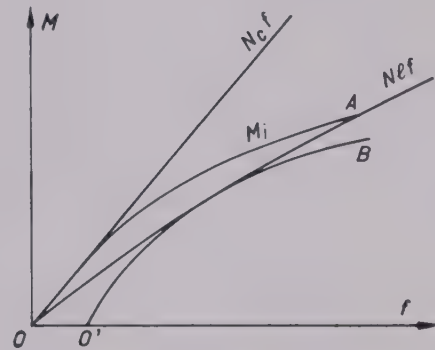


FIG. 44.

est égale à N_t . Puisque f_0 caractérise la défectuosité et que par nature f_0 a ainsi le caractère d'une variable aléatoire, ce n'est qu'exceptionnellement qu'il peut y avoir concordance expérimentale.

On peut d'ailleurs déceler certaines valeurs particulières de l'élancement pour lesquelles la charge limite se situe d'une façon certaine au-dessous de N_t .

Sur la figure 43 qui représente la variation de la contrainte critique en fonction de l'élancement, ce sera par exemple l'élancement γ_1 qui correspond au point de raccordement A de la contrainte critique de module réduit et de la contrainte critique d'EULER.

Nous avons vu qu'en ce point l'équilibre d'une pièce idéalement parfaite, soumise à la charge critique, est instable (fig. 44).

La moindre perturbation entraînera une modification de la courbe du moment interne qui de OA devient O'B, la charge limite correspondante étant alors inférieure à N_c , donc à N_t puisqu'au point A (fig. 43) on a $N_c = N_t$.

Les points d'essais devraient donc se situer sur une certaine bande au-dessous de A.

Par contre, pour un petit élanement tel que γ_2 par exemple, pour lequel les défauts géométriques sont nécessairement très faibles et les défauts de structure atténués par l'effet de fretage qui s'oppose à l'écoulement de la matière, l'éprouvette doit se comporter sensiblement comme si elle était parfaite et les points d'essais situés sur une bande plus proche du module réduit que du module tangent. L'expérience le confirme et SHANLEY en convient.

Finalement, avec un nombre d'essais suffisamment grand, on obtiendrait un nuage de points ayant l'allure de la partie hachurée de la figure 43 et dont la ligne moyenne n'aurait pas grand chose à voir avec la courbe du module tangent.

Quand l'expérience donne des points d'essais situés rigoureusement sur l'hyperbole d'EULER (et même au-dessus) et sur la courbe de module tangent, comme ceux d'ailleurs très peu nombreux auxquels se réfère SHANLEY, on peut dire sans crainte de se tromper que c'est l'expérience qui a tort car elle est faussée par différents phénomènes parasites, dont le plus important est le frottement aux rotules.

*
* *

La non concordance serait encore plus flagrante si au lieu d'opérer sur des éprouvettes dont l'exécution est particulièrement soignée, on effectuait des essais sur des pièces telles qu'elles sont réellement mises en œuvre, fabriquées industriellement. Ces pièces présenteraient évidemment des défauts plus importantes que les éprouvettes de labo-

ratoire et leur forme de section est variable. Il en résulte que le nuage de points d'essais de la figure 43 s'élargirait vers le bas.

Il se pose donc la question de la sécurité. Appliquer un coefficient de sécurité arbitraire, par rapport à la charge critique de module tangent, c'est de l'empirisme pur. Il est absolument impossible de comparer dans ces conditions la sécurité d'une pièce soumise au flambement, avec celle d'une barre tendue. Il n'y a aucun élément d'appréciation.

*
* *

On a beaucoup insisté sur le fait que les ingénieurs de l'Aéronautique appliquent la théorie du module tangent. Il ne faut cependant pas perdre de vue que la plupart reconnaissent l'exactitude de la théorie du module réduit, mais que c'est pour une raison de facilité, et pour éviter l'intervention de la forme de section, qu'ils appliquent la théorie du module tangent, faute de mieux d'ailleurs et dans un domaine très limité, car la plupart des problèmes qu'ils ont à résoudre sont des problèmes complexes pour lesquels la théorie du module tangent est inopérante.

Par exemple, barres à section évidée ou à parois minces soumises au plissement ou voilement local, barres soumises simultanément à la flexion, au flambement, au déversement, etc...

Les formules qu'ils emploient, très souvent empiriques, ne se raccordent absolument pas à la théorie du module tangent.

IV. — CONCLUSIONS

1. Pour une barre idéalement parfaite soumise à une charge axiale en matériau caractérisé par le diagramme de la figure 1, la théorie du module réduit peut être considérée comme une généralisation valable de la théorie d'EULER.

2. Dans ce même cas, la théorie du module tangent ne pourrait être considérée comme une généralisation de la théorie d'EULER que dans l'hypothèse où les déformations seraient parfaitement réversibles, c'est-à-dire dans le domaine de la fiction.

3. Les imperfections inévitables de la barre réelle provoquent la ruine pour une charge toujours inférieure à la charge critique de module réduit (ou à celle d'EULER dans le domaine élastique).

Pour un élanement donné, l'écart n'est fonction que du degré d'imperfection.

4. Admettre que la charge de ruine de la barre réelle est au moins égale à la charge critique du module tangent d'une barre identique, mais idéale-

ment parfaite, n'est qu'une hypothèse arbitraire. Le support théorique donné par SHANLEY à cette hypothèse apparaît comme contestable. On ne peut fonder une théorie du flambement sur une telle conception.

5. Si en l'absence de toute justification théorique, l'expérience donnait dans certains cas une concordance suffisante avec cette hypothèse, on ne pourrait lui accorder qu'une valeur purement empirique et dans un domaine de validité limité.

6. On pourrait trouver une formule de raccordement qui ne serait pas plus empirique que la théorie du module tangent, mais sûrement plus facilement maniable.

7. L'intérêt de cette conception resterait cependant extrêmement réduit, car on ne pourrait en déduire ni une solution aux problèmes de flambement plus complexes, ni une conception cohérente de la sécurité.

(Reproduction interdite.)

JUIN 1956

Neuvième Année, N° 102.

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS (15)

STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS APPLIQUÉE AUX BOIS

DEUXIÈME PARTIE

CALCUL DES SYSTÈMES
CONSTRUCTIFS EN GÉNÉRAL

Par MM. G. VRAIN,

Ingénieur des Ponts et Chaussées, Attaché au Service Central d'Études Techniques du Ministère des Travaux Publics

et J. GREZEL,

Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Introduction.....	512	IV. Systèmes articulés.....	539
I. Équilibre d'un système chargé.....	513	A. Généralités (schémas déformables et indéformables) ..	539
A. Généralités.....	513	B. Recherche des efforts dans les barres.....	542
B. Différents types d'appui.....	513	Méthode des sections ou de Ritter.....	542
C. Recherche des réactions d'appui.....	514	Méthode des nœuds ou de Crémona.....	543
Systèmes statiquement déterminés.....	515	C. Types usuels de poutres triangulées.....	546
Systèmes hyperstatiques.....	518	D. Calcul des efforts dans les barres des schémas complexes.	549
Équations de déformations de Bresse.....	520	E. Calcul graphique des efforts dans les barres des	
D. Étude générale de la déformée d'une fibre moyenne.	523	poutres à treillis multiples.....	550
E. Lignes d'influence.....	524	F. Calcul analytique des efforts dans les barres des poutres	
II. Poutres pleines.....	526	à treillis multiples.....	551
A. Généralités.....	526	G. Calcul analytique des efforts dans une poutre à treillis	
B. Poutres à section variable.....	528	en K et en K renversé.....	553
C. Déformations.....	528	H. Déformation dans les systèmes triangulés (épure de	
D. Organes de liaison.....	528	Williot).....	558
III. Poutres composées à âme pleine.....	530	I. Efforts secondaires dans les barres des systèmes trian-	
A. Généralités.....	530	gulés.....	562
B. Membrures.....	531	V. Systèmes rigides non triangulés (poutre échelle ou poutre	
C. Ames.....	532	Vierendeel).....	564
D. Clouage des éléments (diagonales, membrures).....	534	VI. Pièces courbes et arcs.....	566
E. Construction des poutres composées.....	538	A. Arc de référence.....	566
F. Déformation.....	539	B. Réactions complémentaires d'appui.....	568
		C. Efforts dans un arc.....	569

STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS APPLIQUÉES AUX BOIS

DEUXIÈME PARTIE

CALCUL DES SYSTÈMES CONSTRUCTIFS EN GÉNÉRAL

INTRODUCTION

L'étude de la stabilité d'une construction a pour but la recherche des efforts qui en sollicitent telle ou telle partie et la recherche des contraintes sur les bases données par la résistance des matériaux. Les bases fondamentales d'une telle étude sont :

— d'une part les *principes de la mécanique statique* dont l'application permet la mise en équation de l'équilibre de tout ou partie d'un système chargé;

— d'autre part les *principes de la résistance des matériaux* qui viennent à l'aide des précédents lorsque ceux-ci sont insuffisants pour exprimer le nombre d'équations dont on a besoin pour la résolution d'un problème;

— Accessoirement, les principes du calcul graphique étudiés précédemment qui, eux, ne sont qu'un outil mis à la disposition du projeteur, concurremment avec le calcul numérique, et dont l'emploi dépend des préférences et des aptitudes de chacun et aussi de l'équipement du bureau d'études en moyens mécaniques de calcul.

Dans tout ce qui suit nous n'étudierons que les systèmes plans à l'exclusion des systèmes de charpente dits « dans l'espace » dont l'étude sort du programme que nous nous sommes fixé. Nous n'envisagerons donc que des forces toutes situées dans le même plan que le plan axial contenant les lignes moyennes des systèmes envisagés.

RÉSUMÉ

Le but de l'étude ci-après est de rappeler, aussi succinctement et clairement que possible et sans développements mathématiques excessifs, les principes essentiels sur lesquels est basé le calcul des systèmes constructifs plans appliqué aux *charpentes en bois*.

Après un exposé général sur l'équilibre d'un système chargé, la recherche des réactions d'appui, l'étude des équations de déformations, de la déformée et des lignes d'influence, il est traité de l'application de ces principes aux poutres pleines, aux poutres composées à âme pleine — pour lesquelles on étudie de façon détaillée le clouage des éléments — aux systèmes articulés (à propos desquels sont données l'étude détaillée des poutres à treillis multiples, des poutres à treillis en K et en K renversé et l'épure des déformations de Williot), aux poutres échelles (Vierendeel) et aux pièces courbes et arcs avec recherche des réactions complémentaires d'appui.

SUMMARY

The object of this study is to give a revision, as succinctly and as clearly as possible, without excessive mathematical development, of the essential principles on which is based the calculation of constructions as applied to wooden frameworks.

After dealing generally with the equilibrium of a loaded system, the research into support reactions, the study of deformation equations, the centre line deformed and the lines of influence, those principles are applied to solid beams, to compound beams with solid web (for which the nailing of the elements is given detailed attention), also to articulated systems (with a detailed study of multiple lattices, K lattices, inverted K lattices beams, the diagram of Williot deformations), to ladder type beams (Vierendeel), and to curved sections and arches with a research into complementary support reactions.

I. — ÉQUILIBRE D'UN SYSTÈME CHARGÉ

A. — Généralités.

Supposons un corps solide quelconque $G_0 G_1$ (fig. 1). Ce corps rappelons-le, est supposé *invariable*, c'est-à-dire non pas indéformable, mais susceptible de déformations suffisamment petites pour que l'amplitude de celles-ci soit sans influence sensible sur son état d'équilibre. Autrement dit, si dans un état initial donné on soumet ce corps à des

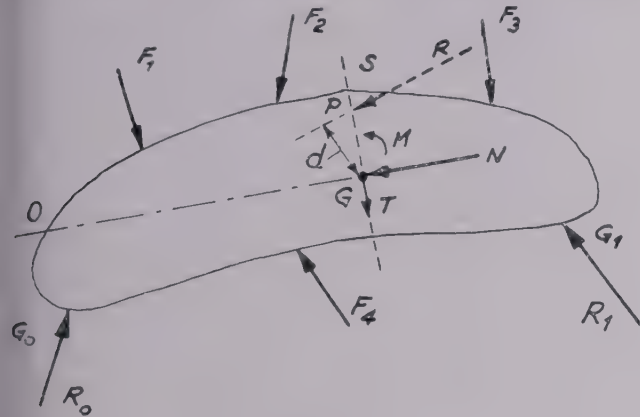


FIG. 1.

forces dites *forces appliquées* la nouvelle forme qu'il prend dans son état final sera suffisamment voisine de celle qu'il avait dans son état initial pour qu'il soit inutile de tenir compte de la variation de la position des points d'application des forces dans l'étude de l'équilibre du système.

Ces forces appliquées sont celles que nous représentons en $F_1 F_2 F_3 F_4$ sur la figure 1. Un tel système de forces admet une résultante générale qui entraînerait le mouvement du corps suivant la direction de la ligne d'action de cette résultante s'il n'en était empêché par un système de forces $R_0 R_1$ dites « Réactions d'appui » dont la résultante est égale et directement opposée à celle des forces appliquées. Tout le problème de la stabilité des constructions tient dans la détermination des réactions d'appui. Nous verrons plus loin comment on y parvient.

Supposons donc que dans le solide $G_0 G_1$ on ait déterminé en position (direction, sens, intensité et point d'application) les réactions R_0 et R_1 . Considérons une section S de ce corps et isolons *par la pensée* le tronçon de gauche par exemple. Si ce tronçon reste en équilibre, c'est que l'action du tronçon de droite sur la section S (du tronçon de gauche) permet cet équilibre. C'est donc qu'à cette section S se trouvent appliquées des *forces de liaison intérieures* (forces élastiques ou moléculaires appliquées en chacun des points de la section S). Ces forces de liaison intérieures ont une résultante R dite *résultante des forces de liaison intérieures* et il est évident que R doit être égale et directement opposée à la résultante de toutes les forces $F_1 F_2 F_3 F_4 R_0$ qui sollicitent ce tronçon de gauche (forces appliquées et réactions d'appui). Si nous transportons cette force R au centre de gravité G de la section, ses composantes

en ce point seront : une force N normale à la section, appelée « effort normal », projection de R sur un axe perpendiculaire à S , une force T appelée « effort tranchant », projection de R sur la section S et un couple M , appelé « moment fléchissant », égal à $R \times d$, d étant la distance du point G à la ligne d'action de R . Or, M , N et T doivent équilibrer l'ensemble des forces directement appliquées, y compris les réactions d'appui, au tronçon de gauche; c'est donc que :

— N est directement opposé à la projection sur l'axe OG des forces : $F_1 F_2 F_4 R_0$.

— T est directement opposé à la projection sur la section S de ces mêmes forces.

— M est un couple directement opposé au moment par rapport à G de ces mêmes forces.

Si nous considérons plusieurs sections transversales du corps telles que $S S' S''$ etc..., dont $G G' G''$ etc... sont les centres de gravité, le lieu de ces points $G G' G''$ définit une courbe qu'on appelle *fibres moyennes*.

Le point P (fig. 1) où la résultante R des forces de liaison intérieures perce le plan de la section S s'appelle *centre des pressions*. Le lieu de ces points $P P' P''$ (fig. 2) définit une

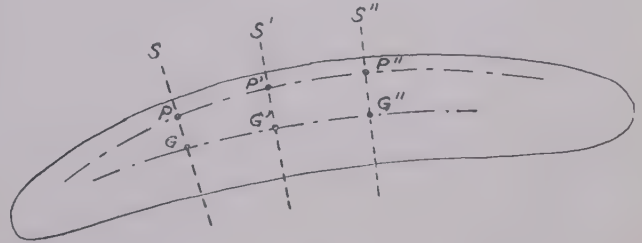


FIG. 2.

courbe qu'on appelle *courbe des centres des pressions*, laquelle se confond pratiquement avec la *courbe des pressions* qui est le polygone funiculaire des charges appliquées astreint à passer par les centres de pression des sections extrêmes (voir Manuel de la Charpente en Bois (XIII); stabilité des constructions appliquée aux bois, première partie, statique graphique, p. 534).

B. — Différents types d'appui.

Les appuis que l'on rencontre dans les constructions sont de trois genres différents :

— Premier genre : *appui à galets* roulant sur un plan (fig. 3) que nous avons figuré dans toute sa généralité sur le croquis ci-contre. Un tel appui ne peut apporter au système qu'une réaction R dirigée

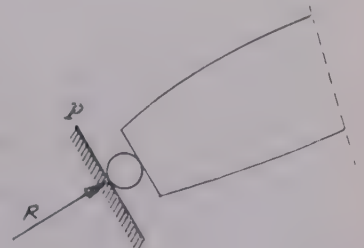


FIG. 3.

perpendiculairement au plan P d'appui. En effet toute composante de cette réaction parallèle au plan P romprait l'équilibre du système qui se mettrait en mouvement dans le sens de cette composante. On fait naturellement abstraction de tout frottement de roulement.

A ce genre d'appui se rattache l'appui à bielles. Une pièce articulée en A et B impose à la réaction d'appui R une direction fixe (fig. 4).

S'apparentent encore à ce genre d'appui les simples plaques de friction interposées sous les abouts des poutres droites (fig. 4 bis). On suppose encore dans ce cas, que la réaction R est normale au plan d'appui, ce qui n'est rigoureux que dans le cas où l'on peut faire abstraction

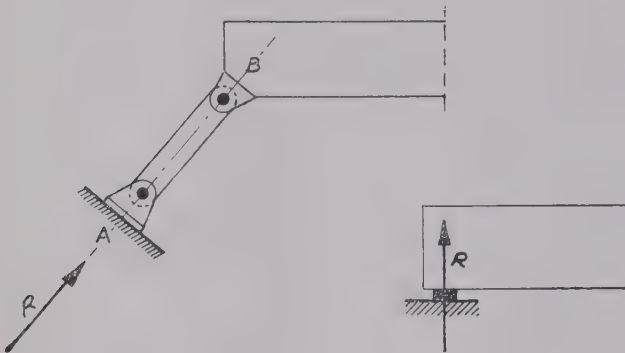


FIG. 4.

FIG. 4 bis.

du frottement qui serait susceptible de s'opposer au déplacement de la plaque parallèlement au plan d'appui.

— Deuxième genre : appui à rotule. — Dans un tel appui, où une rotule est interposée entre l'extrémité d'une poutre et l'assise de la construction (fig. 5) la réaction R peut

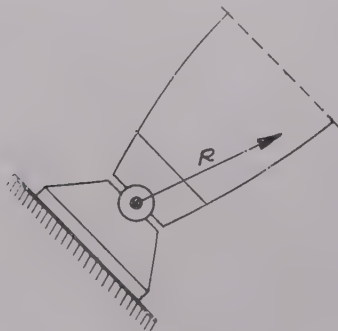


FIG. 5.

avoir une direction quelconque, compatible évidemment avec la bonne tenue de la rotule dans son logement. Lorsque cette direction possible de R est susceptible de varier, suivant le dispositif de charge, dans des limites d'amplitude importantes, on remplace la rotule par un goujon d'articulation traversant à la fois l'appareil d'appui et la poutre (fig. 6).

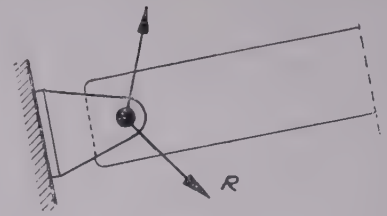


FIG. 6.

— Troisième genre : appui à encastrement. — Dans un appui de ce genre (fig. 7) la réaction R a une direction quelconque et un point d'application quelconques. On la réduit, à

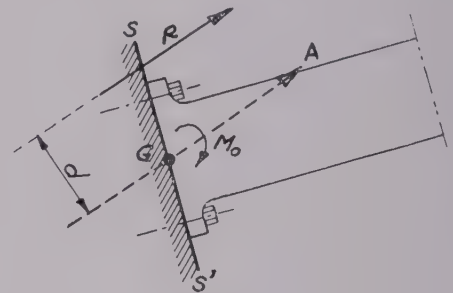


FIG. 7.

centre de gravité de la section extrême G, à sa composante de translation A et à un couple $M_o = R d$ dit couple d'encastrement. Ce genre d'appui, pour réaliser un encastrement parfait, ne doit permettre aucune rotation de la section S S'.

C. Recherche des réactions d'appui.

La recherche, soit par le calcul analytique, soit par calcul graphique, sera :

— ou bien possible par le seul emploi des principes de la mécanique statique et on dit alors que le système constructif est statiquement déterminé extérieurement⁽¹⁾ ou, extérieurement isostatique.

— ou bien on sera obligé de considérer la déformation propre du système sous l'effet des charges directement appliquées pour pouvoir adjoindre aux équations fournies par la mécanique statique des équations dites de déformation en nombre suffisant pour permettre la résolution du problème. On dit alors que le système est extérieurement hyperstatique.

(1) Nous employons l'expression système « extérieurement isostatique » ou « extérieurement hyperstatique » pour la recherche des réactions d'appui; nous verrons par la suite que des systèmes « extérieurement isostatiques » peuvent être « intérieurement hyperstatiques » (ex. : poutre droite sur appui simple avec triangulation en croix de Saint-André; poutre bowstring); voir Application de la Résistance des Matériaux au Calcul des Ponts par M. J. Courbon (Dunod, éditeur — édition 1950, page 239).

1^o Systèmes statiquement déterminés.

Ce sont ceux, avons nous dit, dont la détermination des réactions d'appui est possible par le simple emploi des principes de la mécanique statique.

Soit un système donné $G_0 G_1$ (fig. 8), soumis à des forces quelconques F_1, F_2, \dots . Ces forces directement appliquées admettent une résultante générale R .

L'appui G_0 est supposé du premier genre (rouleau mobile sur un plan). Il ne peut donc admettre que des réactions R_0 normales au plan.

L'appui G_1 est supposé du deuxième genre (articulation à rotule ou à axe par exemple). Cet appui admet donc des réactions R_1 de directions quelconques. Mais R, R_0 et R_1 doivent être en équilibre, par conséquent concourir au même point P du plan, or ce point est déterminé par la direction imposée à R_0 et se trouve à l'intersection de la normale au plan d'appui en G_0 et de la résultante R . La direction de R_1 est donc connue et l'intensité de R_0 et R_1 se déduit de la construction d'un polygone des forces $R - R_0 - R_1$, de même que R peut se déterminer par la construction d'un polygone funiculaire des forces F_1, F_2, F_3, F_4 .

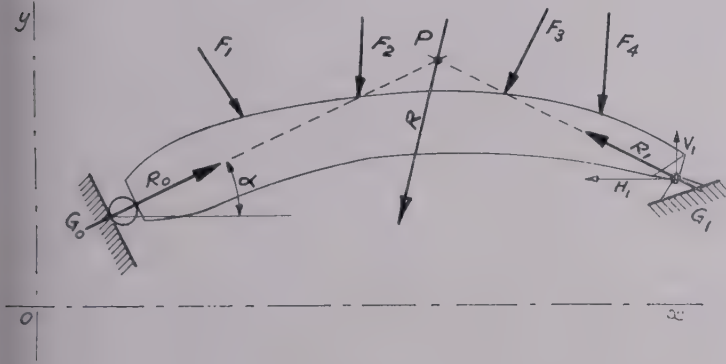


FIG. 8.

Au point de vue *analytique* le problème se résout ainsi. Le plan d'appui de G_0 est défini par l'angle α que forme sa normale avec la parallèle à Ox (système de coordonnées rectangulaires quelconques x, y). Les composantes de R_0 suivant les axes ox et oy sont donc :

$$R_0 \cos \alpha \quad \text{et} \quad R_0 \sin \alpha.$$

La réaction R_1 sera définie par ses deux composantes inconnues, V_1 parallèle à oy et H_1 parallèle à ox . On a donc 3 inconnues : R_0, V_1, H_1 . La mécanique statique met à notre disposition les 3 équations d'équilibre du corps solide, savoir :

La somme des projections sur Ox de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, doit être nulle, soit :

$$(1) \quad R_0 \cos \alpha + X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + H_1 = 0,$$

X_1, X_2, X_3, X_4 étant les projections sur Ox des forces F_1, F_2, F_3, F_4 .

La somme des projections sur Oy de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, doit être nulle, soit :

$$(2) \quad R_0 \sin \alpha + Y_1 + Y_2 + Y_3 + Y_4 + V_1 = 0.$$

La somme des moments de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, doit être nulle. Il sera commode de choisir comme centre des moments, le point G_1 par exemple et on écrira :

$$(3) \quad R_0 d_0 - F_1 d_1 - F_2 d_2 - F_3 d_3 - F_4 d_4 = 0,$$

d_0, d_1, d_2, \dots étant les bras de levier respectifs des forces R_0, F_1, F_2, \dots auxquelles les moments sont associés, autrement dit les distances des lignes d'action de ces forces au point G_1 . Les signes qui précèdent chacun des termes tiennent compte du cas particulier de la figure 8.

Les 3 équations (1), (2), (3) résolvent le problème. L'équation (3) permet de calculer directement R_0 , dont la valeur portée dans (1) et (2) détermine V_1 et H_1 .

Le calcul est assez laborieux. Il demande une attention soutenue quant aux signes à admettre tant pour les projections des forces que pour les moments. Il donnera certes un résultat aussi précis qu'on le voudra, mais la solution graphique dont on a parlé sera plus rapide, plus sûre et suffisamment exacte.

Le cas que nous venons de traiter (fig. 8) l'a été dans toute sa généralité. Voici d'autres systèmes statiquement déterminés : poutre $G_0 G_1$ articulée en G_1 et appuyée en G_0 sur une bielle, verticale ou oblique $G G_0$ (fig. 9-a).

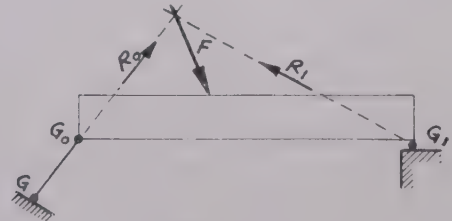


FIG. 9 a.

Ferme de halle à trois articulations en $G_0 G_1 G$ (fig. 9-b). La demi-ferme $G G_1$ non chargée joue le rôle de la bielle de l'exemple précédent et impose la direction de la réaction R_1 .

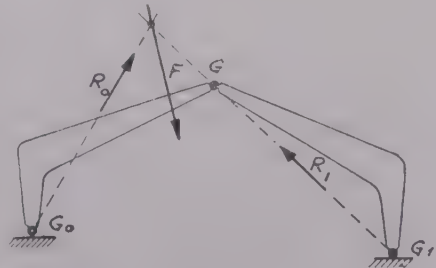


FIG. 9 b.

Poutre $G_0 G_1$ suspendue en G_1 à un hauban OG_1 et articulée en G_0 ; la réaction R_1 est dirigée suivant le dit hauban (fig. 9-c).

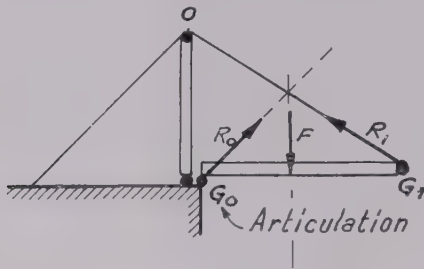


FIG. 9 c.

Poutre $G_0 G_1$ articulée en G_0 et soutenue par une contre-fiche $G G_1$. Cette dernière impose la direction de la réaction en G_1 qui est R_1 ou R'_1 , selon que la force appliquée est F ou F' ; on en déduit facilement les réactions R_0 et R'_0 correspondantes (fig. 9-d).

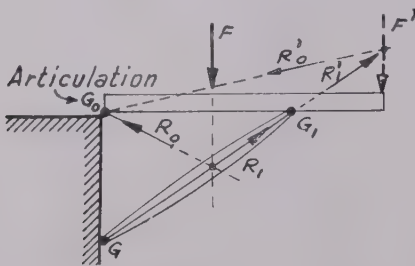


FIG. 9 d.

Poutre $G_0 G_1$ appuyée sans frottement contre une paroi verticale, articulée à la base en G_1 (fig. 9-e). La réaction R_0 est perpendiculaire à cette paroi.

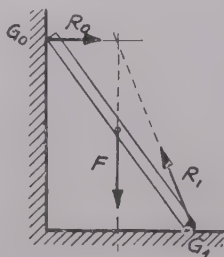


FIG. 9 e.

Poutre $G_0 G_1$ posée sur deux appuis simples du premier genre (fig. 9-f) et soumise à des forces verticales F_1, F_2, F_3 . Les réactions d'appui R_0 et R_1 sont déterminées par les deux équations de la mécanique :

— Somme des projections nulle;

— Somme des moments par rapport à un point nul (l'un des appuis par exemple).

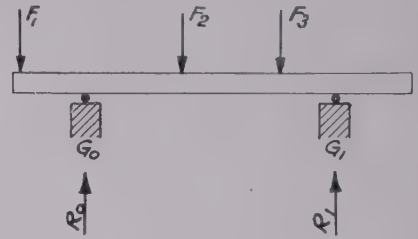


FIG. 9 f.

C'est le cas le plus fréquemment rencontré dans la pratique avec le suivant :

Ferme sur murs G_0, G_1 , disposée sur un appui simple du premier genre en G_0 et articulée sur un appui du deuxième genre en G_1 (fig. 9-g). La réaction R_0 est verticale (cas analogue à celui de la fig. 8).

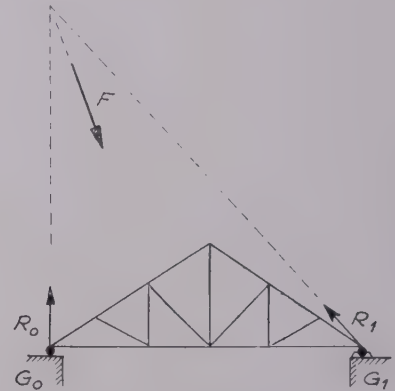


FIG. 9 g.

Tous ces exemples, et on pourrait en imaginer d'autres, sont justiciables des procédés de la statique graphique comme le montrent les différents schémas.

Revenons sur le cas de la figure 9-f en donnant un exemple qui illustre l'application des principes du calcul graphique à ce cas particulièrement important (fig. 10).

A l'aide du polygone des forces A-1-2-3-4-5-6 et d'un pôle O on trace le polygone funiculaire B-I-II-III-IV-V-VI dont les côtés extrêmes se coupent en P, point de passage de la résultante des forces directement appliquées.

Ces côtés extrêmes coupent les verticales issues des appuis de la poutre en M et N.

Joignons MN que l'on appelle *ligne de fermeture* du polygone funiculaire et par le point O menons OS parallèle à MN.

Le segment AS représente la réaction R_0 et le segment S-6 représente la réaction R_1 .

La lecture de l'épure donne $R_0 = 15,5 \text{ t}$ et $R_1 = 8 \text{ t}$.

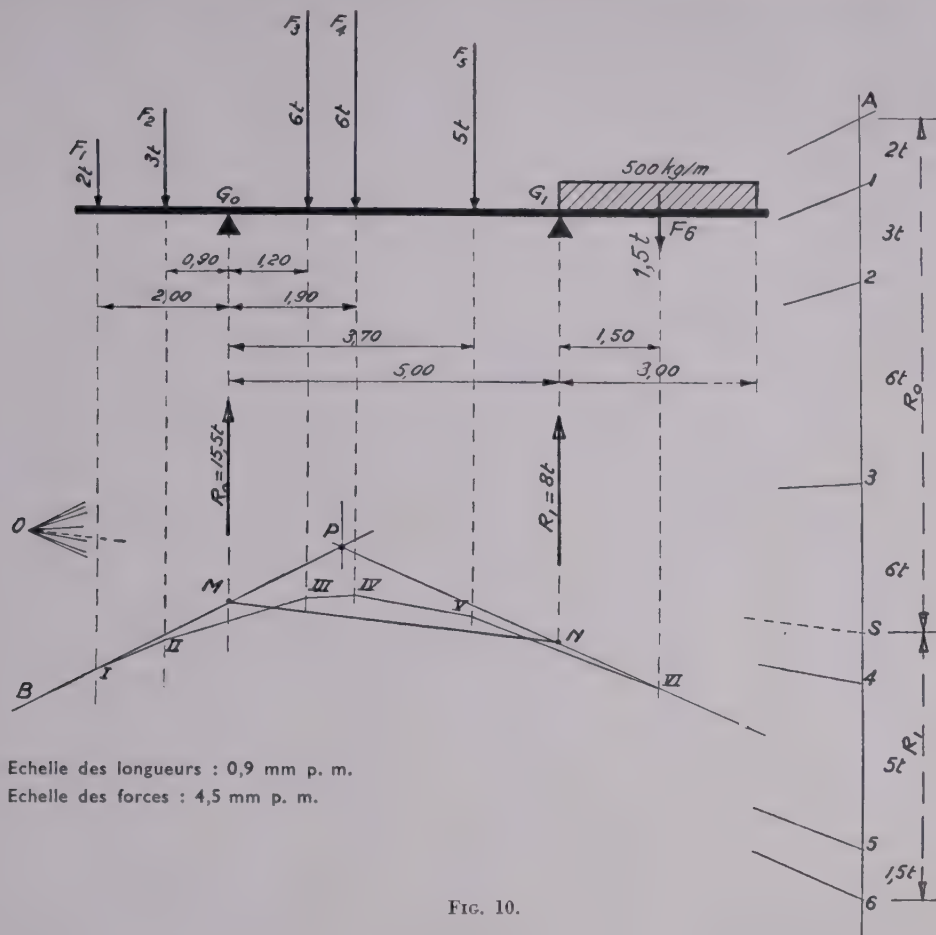


FIG. 10.

Le calcul analytique se conduirait de la façon suivante :

N° DES FORCES	INTENSITÉ en tonnes	BRAS DE LEVIER par rapport à G_0 en m	MOMENT DES FORCES par rapport à G_0 en tm	BRAS DE LEVIER par rapport à G_1 en m	MOMENT DES FORCES par rapport à G_1 en tm
1	2	— 2,00	— 4	— 7,00	— 14,0
2	3	— 0,90	— 2,7	— 5,90	— 17,7
3	6	+ 1,20	+ 7,2	— 3,80	— 22,8
4	6	+ 1,90	+ 11,4	— 3,10	— 18,6
5	5	+ 3,70	+ 18,5	— 1,30	— 6,5
6	1,5	+ 6,50	+ 9,75	+ 1,50	+ 2,25
	23,5		— 6,7 + 46,85		— 79,6 + 2,25
			+ 40,15		— 77,35

$$R_1 = \frac{+ 40,15}{5,0} = 8,03 \text{ t.}$$

$$R_0 = \frac{- 77,35}{- 5,0} = 15,47 \text{ t.}$$

on vérifie ainsi que $R_0 + R_1 = 23,5 \text{ t}$ est bien égal à la somme des forces $F_1 \dots F_6$.

Ce calcul montre la précision suffisante que nous a donnée la lecture directe de l'épure.

Cet exemple vient s'ajouter à celui fourni précédemment (M C B (XIII) Stabilité des constructions appliquées au bois, première partie, statique graphique, fig. 32) et qui a trait au même objet.

Le cas général (fig. 8 ci-dessus) est graphiquement résolu sous forme concrète dans la figure 34 de la première partie accompagnée du texte correspondant.

2° Systèmes hyperstatiques — Équations de déformations.

Nous ne pouvons malheureusement, dans les limites du programme que nous nous sommes fixé, qu'effleurer cette question qui demande des développements mathématiques étendus et nous renvoyons nos lecteurs aux traités spéciaux de résistance des matériaux et de stabilité des constructions qui parlent amplement de ce sujet ⁽¹⁾.

Nous en donnerons d'ailleurs des exemples dans la 3^e partie du chapitre sur la stabilité des constructions appliquée au bois, et il nous paraît intéressant de montrer ici à nos jeunes charpentiers par quels moyens on parvient à adjoindre aux équations fournies par la mécanique statique, les équations dites « de déformations ».

a) Effet de l'effort normal.

Nous savons (voir le chapitre résistance des matériaux) que sous l'effet d'un effort normal N (qui peut être ou positif : cas de la compression, ou négatif : cas de la traction) un élément de pièce prismatique de longueur l (fig. 11) varie de longueur pour atteindre la longueur $l + \Delta l$ (Δl étant alors positif ou négatif). Cet allongement (positif) ou ce raccourcissement (négatif) Δl est égal, nous l'avons vu à :

$$\Delta l = - \frac{Nl}{ES},$$

E étant le coefficient d'élasticité de la matière et S la section transversale supposée constante sur la longueur l de l'élément; l'allongement par unité de longueur de l'élément sera égal à :

$$\frac{\Delta l}{l} = - \frac{N}{ES}.$$

Si donc on a un système chargé dans lequel se développe un effort normal N , variable évidemment tout le long de la fibre moyenne et suivant la courbure de celle-ci, on pourra connaître de combien une longueur considérée σ de cette fibre moyenne aura varié. Il suffira de partager cette fibre moyenne (fig. 12) en éléments ayant chacun une longueur



FIG. 12.

⁽¹⁾ Cours de Résistance des matériaux et Stabilité des constructions par Lagère et Regimbal (Léon Eyrolles, éditeur).

Résistance des matériaux et élasticité par Gaston Pigeaud (Gauthier-Villars, éditeur).

Résistance des matériaux analytique et graphique par Bertrand de Fontviolant (Baillière, éditeur).

Cours de résistance de matériaux par J. Courbon (Dunod, éditeur).

Pour ne citer que les principaux.

$d\sigma$ (longueur que l'on appréciera), de prendre pour chacun de ces éléments les valeurs de N et de S correspondantes et de faire la somme, entre G_0 et G , des variations de longueur $-\frac{N}{ES} d\sigma$ de chacun de ces éléments $d\sigma$; on aura ainsi l'expression :

$$\Delta\sigma = \sum_{G_0}^G - \frac{N}{ES} d\sigma,$$

le symbole $\Delta\sigma$ représentant cette variation de la longueur σ de l'arc et le symbole Σ signifiant que l'on fait la somme, entre les 2 limites G_0 et G , des quantités telles que :

$$-\frac{N}{ES} d\sigma.$$

b) Effet du moment fléchissant.

Nous avons vu également que sous l'effet d'un moment fléchissant M appliqué à une section S de moment d'inertie I il se développait, dans une fibre distante de y du centre de gravité de la dite section, une contrainte égale à :

$$n = \frac{My}{I}.$$

Nous avons vu aussi que sous l'effet de ces contraintes, positives dans toute une partie située d'un même côté de l'axe du centre de gravité ⁽¹⁾, négatives dans toute l'autre partie, la section tourne autour de cet axe d'un certain angle.

Cherchons à exprimer la valeur de cet angle, laquelle, vu la petitesse de l'angle, se confondra avec la valeur de sa tangente (fig. 13).

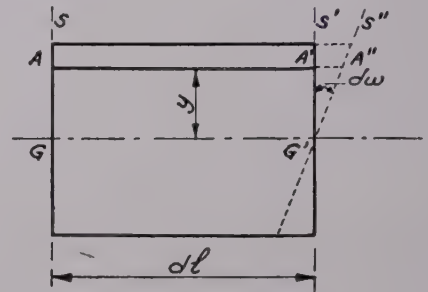


FIG. 13.

Soit un élément dl très petit de la pièce prismatique soumise à un moment M supposé constant sur cette longueur dl . La section origine S est supposée fixe. La fibre $G G'$, lieu des centres de gravité, ne supporte aucune contrainte, elle n'aura pas varié de longueur. La section S' tournera autour du centre de gravité G' d'un certain angle $d\omega$. L'allongement d'une fibre quelconque telle que $A A'$ distante de y de l'axe $G G'$ sera :

$$A'A'' = y d\omega,$$

car il faut se rappeler l'hypothèse faite en résistance des matériaux (hypothèse de Bernoulli-Navier) : la section S'

⁽¹⁾ L'axe neutre coïncidant avec l'axe du centre de gravité dans le cas de la flexion simple. En flexion composée il faudrait remplacer « axe du centre de gravité » par « axe neutre ».

reste plane après déformation. Or cet allongement $A'A''$ est égal à :

$$A'A'' = \frac{N}{ES} dl$$

(voir ci-dessus : effet de l'effort normal), valeur dans laquelle S est la section de la fibre considérée.

Mais $\frac{N}{S}$ est précisément la contrainte unitaire n , laquelle en flexion plane a pour valeur : $n = \frac{My}{I}$; on pourra donc écrire :

$$A'A'' = \frac{My}{EI} dl = y d\omega,$$

d'où :
$$d\omega = \frac{M}{EI} dl.$$

C'est la formule qui donne la valeur de l'angle dont a tourné la section S' d'extrémité d'un tronçon de pièce prismatique de longueur dl par rapport à une section d'origine S suffisamment voisine, le sens positif des rotations étant le sens trigonométrique (sens inverse des aiguilles d'une montre).

Si donc on a un système chargé G_o, G (fig. 14) dans lequel se développe un moment fléchissant variable tout le long de la fibre moyenne, on pourra connaître de combien une section G aura tourné par rapport à une section origine G_o en faisant entre G_o et G la sommation des rotations élémentaires calculées sur des éléments $d\sigma$ à chacun desquels on appliquera un moment fléchissant et un moment d'inertie correspondant à la position de cet élément dans la poutre, et on aura :

$$\omega = \sum_{G_o}^G \frac{M}{EI} d\sigma,$$

le symbole Σ ayant la même signification que précédemment.



FIG. 14.

e) Effet de l'effort tranchant.

Un effort tranchant T appliqué tangentielllement à une section S produit dans cette section une contrainte de cisaillement :

$$t = \frac{T}{S},$$

qui tend à faire glisser cette section dans son plan : le glissement unitaire (par unité de longueur de poutre) est :

$$t = \frac{T}{GS},$$

(T étant la valeur de cet effort tranchant, G étant le coefficient d'élasticité transversale du matériau et S la section considérée); et le glissement sur une longueur $d\sigma$ de poutre est :

$$\frac{t}{G} d\sigma = \frac{T}{GS} d\sigma.$$

Par un développement analogue à ceux des paragraphes a) et b) on montrerait que la section G a glissé, par rapport à la section origine G_o , de la quantité :

$$\sum_{G_o}^G \frac{T}{GS} d\sigma.$$

Nous ne nous étendrons pas davantage parce que, dans les cas usuels de la pratique, on a coutume de considérer cette déformation de glissement comme négligeable vis-à-vis des autres déformations : celle due à N et celle due à M .

d) Composantes du déplacement d'un point P lié invariablement à une section donnée quelconque (fig. 15).

Soit une section S de centre de gravité G dont les coordonnées rapportées à 2 axes ox, oy sont x et y . Soit un point P de coordonnées x_p, y_p , lié à cette section de manière invariable et se trouvant à une distance λ du centre de gravité G . La section S fait un angle α avec la verticale (sa normale $G'G$ fait donc aussi l'angle α avec l'horizontale).

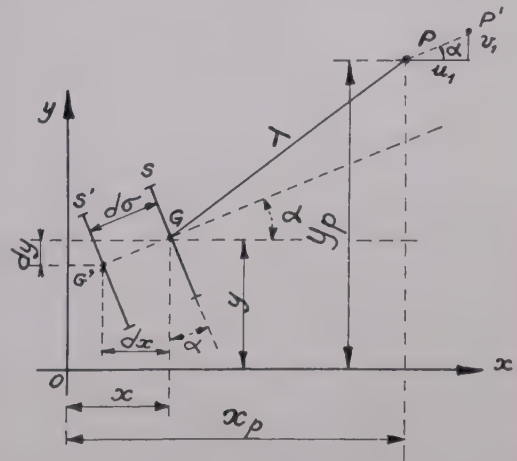


FIG. 15.

Composantes du déplacement du point P sous l'effort normal.

Considérons un petit élément G, G' de longueur $d\sigma$ de fibre moyenne entre la section S et une section S' voisine supposée fixe.

1° Nous savons que sous l'effet d'un effort normal N cette section S se déplacera par rapport à la section S' supposée fixe (translation de direction $G'G$) d'une quantité :

$$- \frac{N}{ES} d\sigma.$$

Le point P qui lui est lié viendra en P' tel que PP' soit égal à cette valeur : $-\frac{N}{ES} d\sigma$, et soit parallèle à

G'G; et si u_1 et v_1 sont les composantes de ce déplacement on aura :

$$u_1 = -\frac{N}{ES} d\sigma \cos \alpha, \quad v_1 = -\frac{N}{ES} d\sigma \sin \alpha;$$

mais : $d\sigma \cos \alpha = dx$, et : $d\sigma \sin \alpha = dy$;

$$\text{d'où : } u_1 = -\frac{N}{ES} dx, \quad v_1 = -\frac{N}{ES} dy.$$

2° Reprenons le raisonnement pour le cas où (fig. 16) la section S est soumise à un moment fléchissant M. Le point P est lié comme nous l'avons déjà dit au point G; leur distance est λ et l'angle de G P avec l'horizontale est β . Sous l'effet du moment, la section S tourne pour venir en S' d'un angle : $d\omega = \frac{M}{EI} d\sigma$ par rapport à la section S' supposée fixe.

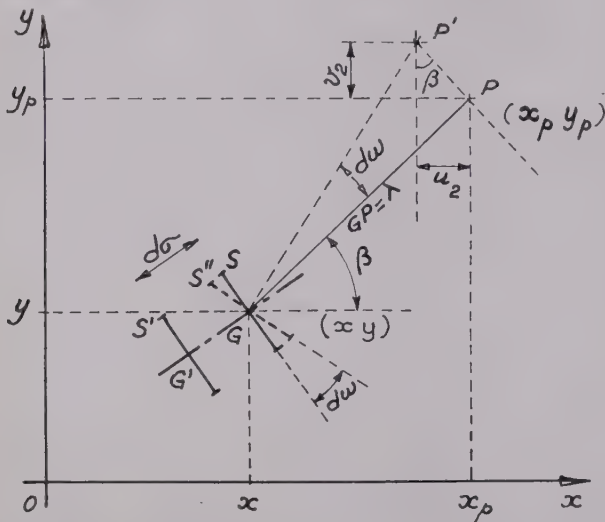


FIG. 16.

Composantes du déplacement du point P sous le moment fléchissant.

La droite G P tourne du même angle et vient en G P' et la trajectoire décrite par le point P est un arc de cercle de longueur :

$$PP' = \lambda d\omega = \lambda \frac{M}{EI} d\sigma.$$

Les angles étant très petits sont assimilés à leurs tangentes, d'où PP' peut être confondu avec la perpendiculaire à GP.

Les projections sur les axes du déplacement PP' sont donc :

$$u_2 = -PP' \cdot \sin \beta = -\lambda \frac{M}{EI} d\sigma \sin \beta,$$

$$v_2 = PP' \cdot \cos \beta = \lambda \frac{M}{EI} d\sigma \cos \beta;$$

mais comme : $\lambda \sin \beta = y_p - y$, et : $\lambda \cos \beta = x_p - x$,

$$\text{on a : } u_2 = -(y_p - y) \frac{M}{EI} d\sigma,$$

$$v_2 = (x_p - x) \frac{M}{EI} d\sigma.$$

3° En superposant les effets du moment M à ceux de l'effort normal N on aura finalement :

$$(1) \begin{cases} u = u_2 + u_1 = -(y_p - y) \frac{M}{EI} d\sigma - \frac{N}{ES} dx, \\ v = v_2 + v_1 = (x_p - x) \frac{M}{EI} d\sigma - \frac{N}{ES} dy, \end{cases}$$

qui sont les composantes (ou projections suivant les axes ox et oy) du déplacement du point P lié à une section quelconque.

Ces expressions s'entendent dans l'hypothèse où la section S' (voisine de S) est fixe et ne subit ni déplacement ni rotation.

e) Composantes du déplacement d'un point quelconque d'une fibre moyenne. Équations de déformation de Bresse.

Considérons maintenant, non plus une section prise isolément mais une section G telle que le point G fasse partie de la fibre moyenne d'un système $G_0 G$ (fig. 17).

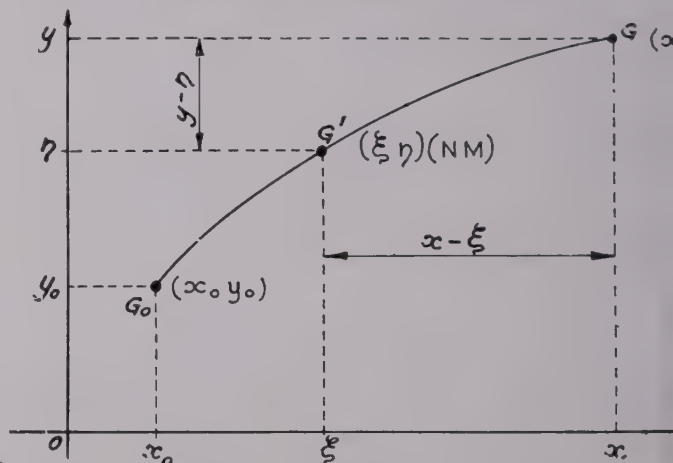


FIG. 17.

Composantes du déplacement d'un point de la fibre moyenne sous l'ensemble de l'effort normal et du moment fléchissant (avec origine G_0 fixe, et ξ et η les variables).

La section origine G_0 , de coordonnées x_0 et y_0 , pour subir des déplacements projetés u_0 , v_0 et une rotation ω . La section G, de coordonnées x et y , subira des déplacements u et v et une rotation ω qu'on veut déterminer.

De G_0 en G agissent, dans toutes les sections intermédiaires G' qu'on peut considérer, un effort normal N et un moment fléchissant M.

1° Supposons d'abord que la section G_0 reste fixe.

Nous avons d'abord un premier déplacement du point G dû à la sommation des allongements élémentaires de la fibre moyenne entre G_0 et G et à la sommation des effets des rotations élémentaires de la fibre moyenne entre les mêmes points. En considérant ce point G comme lié invariablement à un point courant intermédiaire G' , de coordonnées ξ et η , subissant un effort normal N et un moment M correspondant à sa position sur $G_0 G$, nous aurons donc à faire, pour autant de points G' qu'on voudra

la sommation des égalités (1) entre G_0 et G ($G'(\xi, \eta)$, $G(x, y)$ et $(d\xi, d\eta)$ jouant ici respectivement le même rôle que $G(x, y)$, $P(x_p, y_p)$ et (dx, dy) dans le paragraphe d)];

et on écrira symboliquement :

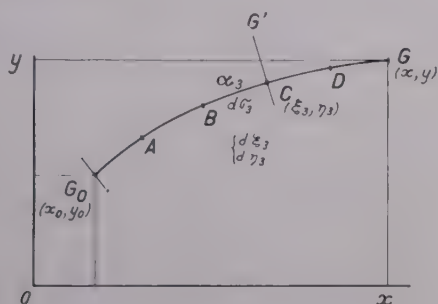
$$(2) \left\{ \begin{aligned} u' &= - \sum_{G_0}^G (y - \eta) \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^G \frac{N}{ES} d\xi, \\ v' &= \sum_{G_0}^G (x - \xi) \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^G \frac{N}{ES} d\eta. \end{aligned} \right.$$

formules dans lesquelles $(y - \eta)$ et $(x - \xi)$ ne sont autre chose que les longueurs $(y_p - y)$ et $(x_p - x)$ des formules (1) : projections des distances du point G au point G' de la section G'

à laquelle il est lié. Le symbole $\sum_{G_0}^{G_0}$ indique que l'on fait entre G_0 et G la sommation des quantités qui sont après lui; c'est-à-dire qu'on partage la longueur $G_0 G$ en éléments de longueur $d\sigma$ aussi petits qu'on le voudra, dont dx et dy sont les projections sur les axes. A chacun de ces éléments on applique les valeurs correspondantes de M et de N , et chacun d'eux a les caractéristiques mécaniques S et I (surface et moment d'inertie) de la section moyenne de l'élément.

2° A ces déplacements dus à la déformation propre de la fibre moyenne entre G_0 et G s'ajoutent ceux dus aux varia-

(1) Pour cela nous diviserons la fibre $G_0 G$ en éléments $G_0 A = AB = BC = CD = DG = d\sigma$;



et nous considérerons successivement :

1° l'élément $G_0 A$ (avec G_0 fixe et la section G' variable en A , G étant lié invariablement à A) auquel correspond un premier déplacement de G dont les composantes sont u_1 et v_1 ;

2° l'élément AB (avec A fixe et la section variable G' en B , G étant lié invariablement à B) auquel correspond un second déplacement de G (composantes u_2 et v_2);

3° l'élément BC (avec B fixe et la section variable G' en C , G étant lié invariablement à C) auquel correspond un troisième déplacement de G (composantes u_3 et v_3);

4° l'élément CD (avec C fixe et la section variable G' en D , G étant lié invariablement à D) auquel correspond un quatrième déplacement de G (u_4 et v_4);

tions de la position et de l'orientation de la section origine G_0 , autrement dit ceux dus aux déplacements u_0, v_0 , et à la rotation ω_0 de la section G_0 , que nous avons laissés de côté provisoirement. Ils sont simples à exprimer en considérant G invariablement lié à G_0 (fig. 18).

Les déplacements u_0 et v_0 déplacent la fibre moyenne par translation de $G_0 G$ en $G'_0 G'$ et la rotation ω_0 la déplace ensuite de $G'_0 G'$ en $G''_0 G''$, mais de façon telle que la distance $G'_0 G'' = \lambda$ soit la même que la distance $G_0 G$. La longueur de la trajectoire $G'G''$ est égale à $G'G'' = \lambda \omega_0$ et, si β est l'angle de la corde $G_0 G$ (et par conséquent également de la corde $G'_0 G'$) avec l'horizontale, on a :

$$\begin{aligned} u'' &= u_0 - u_{(\omega)} = u_0 - G'G'' \sin \beta = u_0 - \lambda \omega_0 \sin \beta, \\ v'' &= v_0 + v_{(\omega)} = v_0 + G'G'' \cos \beta = v_0 + \lambda \omega_0 \cos \beta, \end{aligned}$$

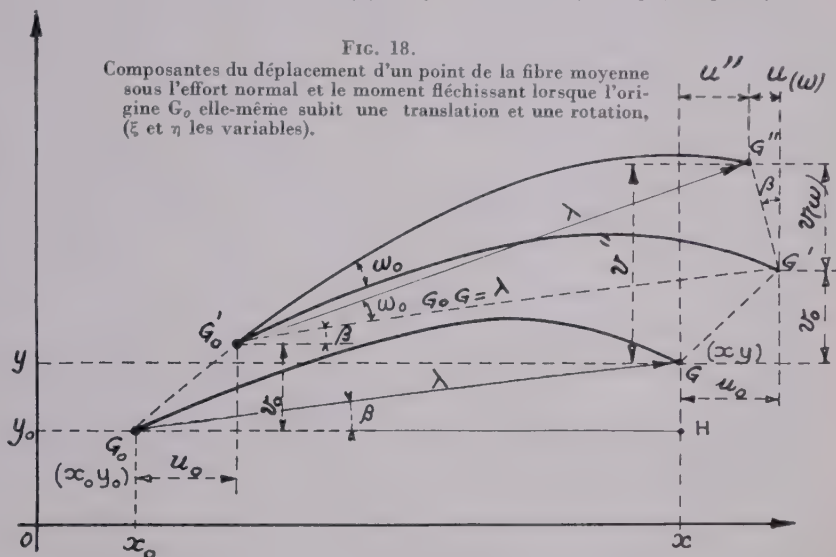


FIG. 18.
Composantes du déplacement d'un point de la fibre moyenne sous l'effort normal et le moment fléchissant lorsque l'origine G_0 elle-même subit une translation et une rotation, (ξ et η les variables).

5° enfin l'élément $D G$ (avec D fixe et la section variable G' en G) auquel correspond un cinquième déplacement de G (u_5 et v_5);

La valeur des composantes de chacun de ces déplacements sera obtenue par application des formules (1). Par exemple, pour le troisième déplacement (correspondant à l'élément BC) on aura :

$$u_3 = - (y - \eta_3) \frac{M}{EI} d\sigma_3 - \frac{N}{ES} d\xi_3;$$

$$v_3 = (x - \xi_3) \frac{M}{EI} d\sigma_3 - \frac{N}{ES} d\eta_3;$$

(x et y étant les coordonnées de G , ξ_3 et η_3 celles de C , et $d\xi_3$ et $d\eta_3$ les valeurs de $d\sigma \cos \alpha$ et $d\sigma \sin \alpha$ pour les valeurs $d\sigma_3$ de $d\sigma$ et α_3 de α correspondant à l'élément BC).

Les composantes du déplacement total de G seront donc obtenues en faisant la somme des composantes de tous les déplacements élémentaires :

$$u = u_1 + u_2 + u_3 + u_4 + u_5, \quad v = v_1 + v_2 + v_3 + v_4 + v_5.$$

Ce sera bien :

$$\begin{aligned} u &= - \sum_{G_0}^G (y - \eta) \frac{M}{EI} d\sigma - \frac{N}{ES} d\xi; \\ v &= \sum_{G_0}^G (x - \xi) \frac{M}{EI} d\sigma - \frac{N}{ES} d\eta. \end{aligned}$$

[η et ξ variant de y_0 et x_0 (coordonnées de G_0) à y et x (coordonnées de G), et $d\xi$ et $d\eta$ prenant les valeurs de $d\sigma \cos \alpha$ et $d\sigma \sin \alpha$ correspondant aux différentes valeurs prises par ξ et η].

car (ω_0 étant très petit) la corde $G'G''$ peut être confondue avec l'arc $G'G''$ et avec la tangente à cet arc $G'G''$ en G' ; et cette tangente, perpendiculaire à la corde G'_0G' , fait avec la verticale le même angle β que celui de la corde G'_0G' avec l'horizontale.

Mais comme : $\lambda \sin \beta = GH = y - y_0$,

et : $\lambda \cos \beta = G_0H = x - x_0$, on a :

$$(3) \begin{cases} u'' = u_0 - (y - y_0) \omega_0; \\ v'' = v_0 + (x - x_0) \omega_0. \end{cases}$$

Finalement en ajoutant les 2 groupes d'équations (2) et (3) on obtient :

$$u = u' + u'' = u_0 - (y - y_0) \omega_0 - \sum_{G_0}^G (y - \eta) \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^G \frac{N}{ES} d\xi;$$

$$v = v' + v'' = v_0 + (x - x_0) \omega_0 + \sum_{G_0}^G (x - \xi) \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^G \frac{N}{ES} d\eta.$$

Quant à la rotation totale de la section G par rapport à la position initiale de la section G_0 elle sera égale à la rotation de G_0 plus la somme des rotations élémentaires entre G_0 et G et on aura :

$$\omega = \omega_0 + \sum_{G_0}^G \frac{M}{EI} d\sigma.$$

Ce sont les 3 équations de déformations de Bresse, dont l'utilisation permet de compléter les équations de l'équilibre statique du système.

Nous ne pouvons donner qu'un aperçu sur la manière dont on les utilise dans un cas donné.

Exemples d'application.

1° Supposons par exemple (fig. 19) que l'on ait un arc G_0G_1 soumis à un système de charges quelconque schéma-

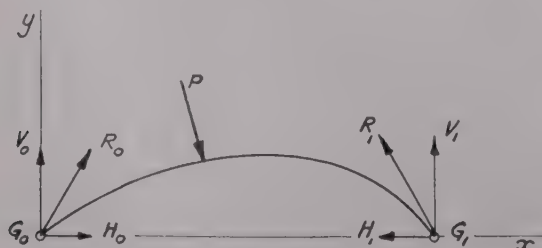


FIG. 19.

tisé par leur résultante P . Les deux appuis G_0 et G_1 sont du deuxième genre (rotules), et sont supposés au même niveau. Ils peuvent développer des réactions de direction quelconque R_0 et R_1 . Chacune de ces réactions admet deux composantes V_0, H_0 et V_1, H_1 , soit quatre forces inconnues. Les équations fournies par la mécanique sont au nombre de trois :

- une équation des projections horizontales;
- une équation des projections verticales;
- une équation des moments par rapport à l'un des appuis par exemple.

Il nous manque donc une équation pour résoudre le problème qui comporte 4 inconnues. On choisira l'une des équations de déformation, celle en u dans ce cas particulier. Cette équation fournit le déplacement horizontal d'un point de la fibre moyenne; appliquée au point G_1 elle se simplifie et s'écrira :

$$u_1 = u_0 - \sum_{G_0}^{G_1} \eta \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^{G_1} \frac{N}{ES} d\xi;$$

car en supposant l'axe ox confondu avec la corde G_0G_1 , qui est l'ordonnée de G_1 est égale à zéro et le terme $[(y - y_0) \omega_0]$ disparaît. D'autre part les 2 appuis G_0 et G_1 sont obligatoirement fixes et de ce fait $u_0 = 0$ et $u_1 = 0$. On a donc finalement :

$$+ \sum_{G_0}^{G_1} \eta \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^{G_1} \frac{N}{ES} d\xi = 0.$$

Or M et N peuvent s'exprimer en fonction des inconnues H_0 et V_0 et des charges appliquées P . (N est la somme des projections, sur la tangente à la fibre moyenne en un point quelconque G , de toutes les forces à gauche de ce point et M est le moment de ces forces par rapport à ce même point).

2° Si l'on avait affaire à un arc encastré à ses deux extrémités on aurait 2 inconnues de plus, les deux moments d'encastrement des appuis; on exprimerait alors que :

- d'une part ces appuis sont fixes, c'est-à-dire que v_0, v_1, u_0 et u_1 sont nuls,
- d'autre part que les rotations des extrémités sont nulles également, c'est-à-dire ω_0 et ω_1 égaux tous les deux à zéro.

3° Si l'on avait une poutre continue sur plusieurs appuis on exprimerait dans ce cas que la condition de continuité imposée par la construction revient à dire que ω_1 d'une travée doit être égal à ω_0 de la travée qui suit.

REMARQUE I.

Évidemment, dans ces calculs, interviennent beaucoup d'artifices destinés à les simplifier et à les rendre plus abordables. Nous ne pouvons rentrer dans plus de détails et nous laissons au lecteur désireux d'approfondir ces questions le soin de se reporter aux traités spéciaux de résistance des matériaux. Nous n'avons voulu, dans cet exposé, que montrer le rôle que jouent dans le calcul des réactions d'appui, les déformations propres d'un système chargé, déformations inversement proportionnelles à l'inertie des sections transversales du système comme il est intuitif de le penser. Nous avons cherché à rendre cet exposé abordable même au lecteur dont le bagage de connaissances mathématiques ne dépasse pas le niveau de l'algèbre élémentaire.

REMARQUE II.

La connaissance de ces principes pourra conduire à prendre une marge de sécurité plus grande dans telle ou telle partie de construction qu'on se contente de calculer statiquement, alors qu'en réalité la nature des appuis ne répond pas tout à fait à cette hypothèse.

Prenons un exemple : une ferme de hangar sur poteaux telle qu'elle est figurée au croquis ci-contre (fig. 20). Le calculateur pressé déterminera les efforts dans les barres, sous l'effet de la charge permanente, par exemple, par un crémone, en considérant que les appuis de la poutre sont A_0 et A_1 .

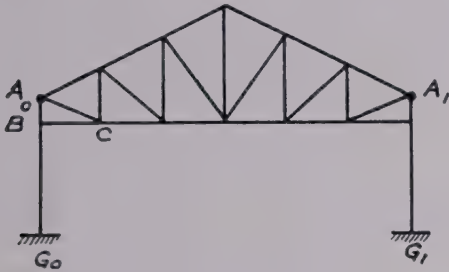


FIG. 20.

Il trouve tout naturellement un effort nul dans la barre BC. Son bon sens lui fait conserver cette barre parce qu'il pense aux effets du vent et il veut conserver au poteau $A_0 G_0$ un encastrement au sommet sur une longueur $A_0 B$, même si le poteau est lui-même encasté en G_0 . En réalité que se passe-t-il?

La charpente fléchit entre A_0 et A_1 , et la rotation qui en résulte en A_0 fait fléchir le poteau suivant le schéma (déformation exagérée à dessein) ci-contre (fig. 21).

Cette déformation du poteau provoque de sa part des réactions F et $(-F)$ suivant la direction indiquée par les flèches. On voit que $(-F)$ introduit dans la barre BC un

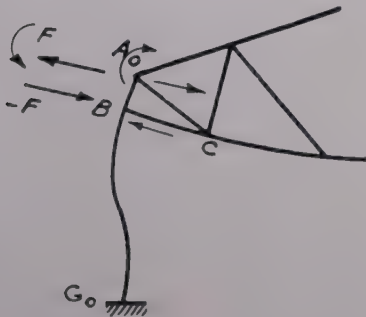


FIG. 21.

effort de compression, alors que F introduit dans l'arbalétrier et dans la diagonale $A_0 C$ des efforts de traction, ceux-ci venant s'ajouter à ceux calculés par le crémone. Ces efforts sont faibles, c'est entendu, mais non pas négligeables. Le projeteur prudent prendra donc pour les barres $A_0 C$ et BC un coefficient de sécurité plus grand et il aura raison. Ces efforts dépendent de la raideur relative du poteau, par rapport à celle de la ferme, autrement dit du rapport de leurs moments d'inertie respectifs, en même temps qu'ils dépendent des longueurs totales déformables. Pour une ferme de courte portée et haute et un poteau de faible section [$A_0 A_1$ court, $G_0 B$ grand, section de $G_0 A_0$ petite], ils seront négligeables. Il n'en serait pas de même pour une ferme de grande portée et de peu de hauteur, donc flexible, associée à un poteau assez important et court, donc très raide [$A_0 A_1$ grand, $B G_0$ petit, section de $G_0 A_0$ grande].

Souvent, répétons-le, les résultats d'un calcul expéditif seront à corriger après considération de la déformation d'ensemble possible d'un système.

D — Étude générale de la déformée d'une fibre moyenne.

On appelle ligne élastique de la fibre moyenne d'un système chargé, ou déformée de cette fibre moyenne, la ligne représentative de cette fibre moyenne après application des charges au système considéré. Soit (fig. 22) $G_0 G_1$ la fibre moyenne d'un système avant application des charges. Supposons qu'après application du système de forces S , la fibre moyenne prenne, eu égard à la nature des appuis G_0 et G_1 , la forme $G_0 G' G_1$. Cette ligne $G_0 G' G_1$ sera la ligne élastique ou la déformée du système. En un point quelconque G , de coordonnées x et y , les composantes du déplacement GG' du point G , prises parallèlement aux axes x et y , seront les valeurs u et v dont les expressions sont données page 522 par les équations de Bresse. Il sera intéressant en particulier de connaître, en tous points de la poutre considérée, l'importance des abaissements ou des relèvements de cette poutre.

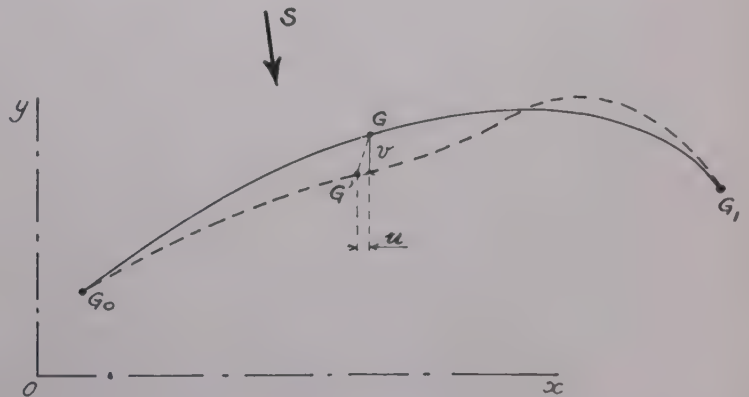


FIG. 22.

THÉORÈME SUR L'ÉLASTIQUE. — En négligeant dans l'équation donnant v l'effet qui provient de l'effort normal N , on voit que la ligne représentative de v sera, à des constantes

près v_0 et ω_0 , l'intégrale seconde des valeurs $\frac{M}{EI}$.

PROCÉDÉ DE CONSTRUCTION DÛ A MOHR. — On peut donc résoudre ce problème par le calcul, ce qui est assez laborieux. Il devient plus simple de le traiter graphiquement en traçant le *polygone funiculaire des forces*

factives $\frac{M}{EI} d\sigma$ sur le réseau des droites verticales correspon-

dant aux sections choisies dans lesquelles on évalue M et I correspondants. On rapportera ensuite ce polygone à la corde joignant ses intersections avec les lignes de rappel verticales passant par les appuis si ceux-ci sont astreints à des déplacements nuls. La lecture de l'épure se ramène à une question de détermination d'échelle des v . Nous en montrerons un exemple plus loin en étudiant les poutres droites sur appuis simples.

E — Lignes d'influence.

On appelle ligne d'influence d'un effet quelconque dans un élément (ou dans une section) d'un système constructif donné, une courbe dont l'ordonnée en chaque point fournit, pour une charge égale à l'unité placée en ce point, la valeur de l'effet produit dans l'élément (ou dans la section) considéré.

Si la recherche des moments, des efforts tranchants, des déformations, etc... etc... est chose relativement facile lorsqu'un système est soumis à des charges fixes, il n'en est pas de même lorsque le dit système est soumis à des charges mobiles dont l'effet dans une partie de la construction part de zéro, croît, passe par un maximum, pour décroître ensuite jusqu'à zéro. C'est la recherche de ce maximum qui devient difficile. La ligne d'influence de l'effet correspondant permettra de résoudre rigoureusement et aisément ce problème.

Principe d'application de la méthode :

Supposons, pour fixer les idées, que nous ayons tracé (fig. 23) la ligne d'influence des contraintes produites dans la section d'abscisse x d'un système $G_0 G_1$ quelconque. L'ordonnée de cette ligne d'influence en tout point de la portée représente, pour un mobile de poids $P = 1$ situé au dit point, la valeur de la contrainte produite dans la section x .

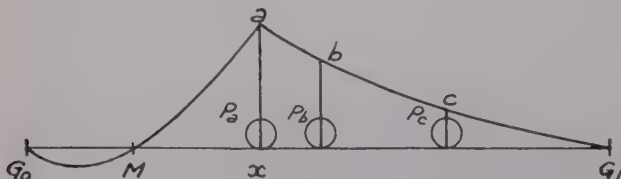


FIG. 23.

Si nous voulons connaître quelle sera la contrainte maximum que produira dans la section x le passage d'un convoi mobile dont les charges P_a , P_b , et P_c sont à des distances relatives fixes (camion routier ou locomotive par exemple), on tracera sur un calque, à l'échelle des longueurs de la ligne d'influence, un schéma du système mobile, et on déplacera ce calque sur le tracé de la ligne d'influence. Pour chaque position considérée on lira, à l'échelle des contraintes, les valeurs des ordonnées a , b , c ; on multipliera chacune de ces valeurs par les forces P_a , P_b , P_c correspondantes, et on sommera les résultats :

$$a. P_a + b. P_b + c. P_c$$

Après plusieurs translations du schéma, trois en général, on aura vite trouvé la position donnant l'effet maximum. Il est intuitif d'ailleurs qu'il faut disposer les plus lourdes charges vers la région du maximum des ordonnées de la ligne d'influence.

Si l'on veut connaître la contrainte maximum positive produite par une charge uniformément répartie p au mètre courant, mais pouvant avoir une longueur variable, on voit qu'il faudra disposer cette charge p sur toute la longueur MG_1 ; on surfacera donc l'aire de la ligne d'influence $M a b c G_1$, et on multipliera cette aire par p .

Utilisations.

On pourra tracer les lignes d'influence pour des effets très divers : moments fléchissants, efforts tranchants, contraintes de fibres supérieures ou inférieures, déformations relatives à une section quelconque d'une poutre ou d'un arc, efforts dans telle ou telle barre d'un système triangulé, poussée produite dans un système en arc, etc...

Exemples :

I. Prenons l'exemple simple d'une poutre droite $G_0 G_1$ disposée sur appuis statiquement déterminés, et cherchons la ligne d'influence du moment fléchissant produit dans la section G d'abscisse x de cette poutre (donc dans l'hypothèse : G fixe, $x = \text{constant}$) (fig. 24).

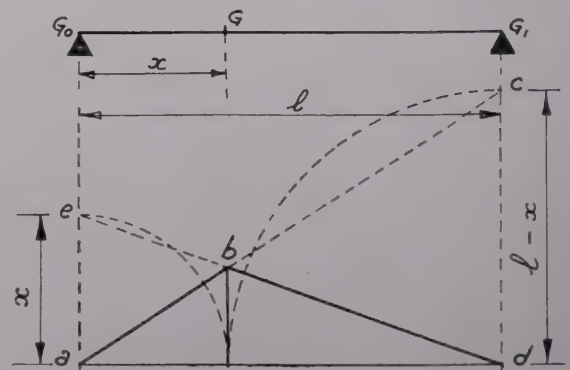


FIG. 24.

On considérera deux cas :

1° La charge $P = 1$ est comprise entre G_0 et G ; soit α son abscisse mobile. Le moment en G (produit par une charge P d'abscisse α) sera égal à la réaction en G_1 (produite par cette charge), multipliée par la distance $(l - x)$.

$$\text{ou : } M = \frac{P\alpha}{l} (l - x) = \frac{\alpha}{l} (l - x),$$

puisqu'on $P = 1$.

Pour $\alpha = 0$ (mobile en G_0), $M = 0$;
 Pour $\alpha = x$ (mobile en G), $M = \frac{x(l-x)}{l}$

La ligne d'influence lorsque la charge se trouve entre G_0 et G est la droite $a b c$ dont l'inclinaison est : $\frac{l-x}{l}$;
 la partie utile de cette droite est $a b$.

2° La charge $P = 1$ est comprise entre G et G_1 ; soit encore α son abscisse mobile.

Le moment en G (produit par P d'abscisse α) sera le produit de la réaction en G_0 (produite par P) par la distance x ,

$$\text{ou : } M = \frac{P(l-\alpha)}{l} x, \text{ ou encore : } M = \frac{l-\alpha}{l} x, \text{ puisque } P = 1.$$

Pour $\alpha = x$ (mobile en G), $M = \frac{l-x}{l} x$;
 Pour $\alpha = l$ (mobile en G_1), $M = 0$.

La ligne d'influence lorsque la charge se trouve entre G et G_1 est la droite $e b d$, dont l'inclinaison est $\frac{x}{l}$; la partie utile de cette droite étant $b d$.

Finalement la ligne d'influence du moment fléchissant cherchée sera le chevron $a b d$ formé des 2 segments $a b$ et $b d$ qu'on peut construire graphiquement en portant : $ae = x$ et $dc = l - x$; l'ordonnée de l'intersection en b est :

$$\frac{x(l-x)}{l},$$

(la considération des différents triangles semblables permet de se rendre compte de l'exactitude de cette construction).

On voit que la pente du segment ab est : $\frac{l-x}{l}$, et celle du segment bd est : $\frac{x}{l}$.

II. Cherchons aussi pour la même poutre la ligne d'influence de la réaction d'appui de gauche (fig. 25). Cette ligne sera la droite $a G_1$, l'ordonnée en a étant égale à l'unité; en effet, tout mobile $P = 1$ placé en une abscisse quelcon-

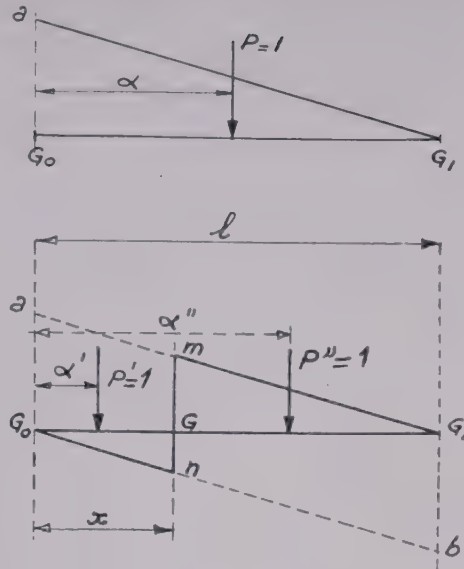


FIG. 25.

que α produira en G_0 une réaction : $R_0 = 1 \times \frac{l-\alpha}{l}$, droite dont l'inclinaison est bien $\frac{1}{l}$.

III. Étendons nos recherches à la ligne d'influence de l'effort tranchant dans la section G d'abscisse x . Ce sera le contour $G_0 n m G_1$ formé de 2 segments de 2 droites parallèles ($G_0 n$ et $m G_1$ inclinées à : $\frac{1}{l}$), reliés par la discontinuité mn égale à l'unité.

En effet, toute charge $P' = 1$ placée entre G_0 et G donne dans la section G un effort tranchant égal à la réaction d'appui en G_0 moins la charge 1,

$$\text{soit : } \frac{l-\alpha'}{l} - 1 = -\frac{\alpha'}{l} \text{ (droite } G_0 n \text{).}$$

Toute charge $P'' = 1$ placée entre G et G_1 donne dans la section G un effort tranchant égal à la réaction d'appui en G_0 , soit : $\frac{l-\alpha''}{l}$ (droite $m G_1$).

Nous en avons suffisamment dit pour montrer tout l'intérêt que présente l'emploi des lignes d'influence dans l'étude des systèmes soumis à des charges mobiles. Nous renvoyons nos lecteurs soucieux d'approfondir cette question aux traités spéciaux que nous avons déjà cités.

II. — POUTRES PLEINES

A — Généralités.

Sous ce terme nous désignerons les poutres constituées de pièces massives à section transversale rectangulaire. Entreront dans cette catégorie, par conséquent, les pannes, les solives, les filets, les poutres. Ces dernières, nous le verrons, pourront être constituées de deux ou plusieurs éléments de grosse section convenablement liés entre eux, lorsque les équarrissages nécessaires exigeront des dimensions de sections transversales sortant des limites usuelles des sciages commerciaux.

L'étude de telles poutres doit porter :

— sur la détermination des dimensions des sections transversales;

— sur l'évaluation de la valeur des flèches produites par les charges appliquées;

— éventuellement sur la justification des organes de liaison pour celles qui sont constituées par plusieurs éléments juxtaposés.

Toutes ces considérations conduisent au calcul des valeurs prises par M , N et T (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) dans les sections dites « dangereuses » de la poutre, c'est-à-dire dans celles où ces valeurs sont maximum dans le cas de sections constantes ou produisent des contraintes maximum dans le cas de sections variables.

Dans le cas de poutres à section constante tout le long de leur portée, deux sections dangereuses sont à considérer :

1° La section dans laquelle M est maximum, généralement voisine du milieu de la portée pour des charges réparties ou au voisinage d'une charge ponctuelle lorsque le système comporte des combinaisons de charges réparties et de charges ponctuelles fixes.

2° La section dans laquelle T est maximum, section située généralement au voisinage d'un appui.

Dans le cas de poutres à section variable le long de la portée, il faudra vérifier les contraintes dues à M en différents points et celles dues à T là où celui-ci produit une contrainte de cisaillement maximum.

Nous savons (voir chapitre III. Résistance des matériaux) que la contrainte normale due à un moment fléchissant M est une contrainte de traction ou de compression maximum dans les fibres extrêmes de la pièce et égale à :

$$n = \pm \frac{Mv}{I},$$

I étant le moment d'inertie de la section transversale et v étant la distance des fibres extrêmes considérées au centre de gravité de la section.

Dans le cas particulier qui nous intéresse de la section rectangulaire (fig. 26) :

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad \text{et} \quad v = \frac{h}{2}, \quad \text{d'où :} \quad \frac{v}{I} = \frac{6}{bh^2};$$

donc :

$$n = \pm \frac{6M}{bh^2};$$

c'est ce qu'on appelle l'équation d'équarrissage de la pièce. Si donc on a à résister à un moment M donné avec une contrainte limite du bois n fixée, deux cas peuvent se présenter :



FIG. 26.

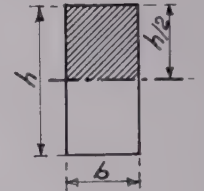


FIG. 27.

— ou bien la hauteur h de la pièce est imposée par des considérations d'épaisseur maximum du plancher et de gabarit sous poutre à respecter; alors on en déduit la largeur b à adopter :

$$b = \frac{6M}{nh^2},$$

— ou bien on peut prendre h quelconque, b étant imposé pour une raison quelconque; on a alors :

$$h = \sqrt{\frac{6M}{nb}}.$$

Enfin on est libre du choix de b et de h . Dans ce cas, pour assurer une bonne stabilité de la pièce contre son déversement éventuel sous la flexion, il est bon de ne pas descendre, pour le rapport b/h , au-dessous de la valeur $1/3$ autrement dit : $b > \frac{h}{3}$.

Le tableau à double entrée ci-après donne les valeurs de :

$$\frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6}.$$

pour différentes combinaisons admissibles pour h et b toutes valeurs exprimées avec le centimètre par unité (I/v en centimètres cubes).

Nous avons vu également au chapitre II (Valeur du cisaillement ou du glissement longitudinal, page 43) ⁽¹⁾ que la contrainte de cisaillement longitudinal dans une pièce fléchie à section rectangulaire est :

$$t = T \frac{m}{Ib}.$$

formule dans laquelle T est l'effort tranchant qui sollicite la section considérée, I le moment d'inertie de la section totale, m le moment statique de la partie de la section située au-dessus ou au-dessous du plan horizontal de glissement considéré (partie qui tend à glisser par rapport au reste de la section) et b la largeur de la pièce dans ce plan.

⁽¹⁾ A paraître ultérieurement.

On voit que t est maximum avec T mais aussi avec m . C'est donc au voisinage d'un appui et sur le plan de glissement passant par la fibre neutre qu'il y aura lieu de vérifier la valeur de t .

Dans ce cas particulier de la pièce à section rectangulaire (fig. 27) :

$$I = \frac{bh^3}{12}; \quad m = \frac{bh}{2} \times \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8},$$

(moment statique de l'aire hachurée);

d'où :
$$\frac{I}{m} = \frac{2}{3} h; \text{ et :}$$

$$t = \frac{T}{b \frac{I}{m}} = \frac{T}{b \times \frac{2}{3} h} = \frac{3}{2} \times \frac{T}{bh}$$

Mais cette valeur I/m est, dans ce cas particulier, celle du bras de levier z du couple des forces élastiques agissant dans la section, ainsi que le montre le diagramme de ces forces (fig. 28), les résultantes des forces élastiques de traction et de compression passant à une distance $\frac{h}{6}$ des fibres extrêmes, donc à une distance $\frac{2h}{3} = z$ l'une de l'autre.

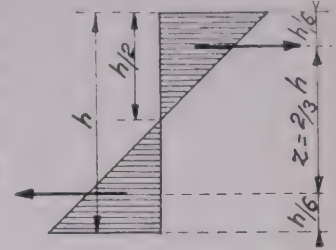


FIG. 28.

On écrira donc plus simplement :

$$t = \frac{T}{bz}$$

$\frac{b_{em}}{h_{em}}$	6	8	10	11	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
8	64	85	107	128	149	171	192	213	235	256	277	299	320	341	363	384	405	427	448	469
10	100	133	167	200	233	267	300	333	367	400	433	467	500	533	567	600	633	667	700	733
12	144	192	240	288	336	384	432	480	528	576	624	672	720	768	816	864	912	960	1 008	1 056
14	196	261	327	392	457	523	588	653	719	784	849	915	980	1 045	1 111	1 176	1 241	1 307	1 372	1 437
16	256	341	427	512	597	683	768	853	939	1 024	1 109	1 195	1 280	1 365	1 451	1 536	1 621	1 707	1 792	1 877
18	324	432	540	648	756	864	972	1 080	1 188	1 296	1 404	1 512	1 620	1 728	1 836	1 944	2 052	2 160	2 268	2 376
20		533	667	800	933	1 067	1 200	1 333	1 467	1 600	1 733	1 867	2 000	2 133	2 267	2 400	2 533	2 667	2 800	2 933
22		645	807	968	1 129	1 291	1 452	1 613	1 775	1 936	2 097	2 259	2 420	2 581	2 743	2 904	3 065	3 227	3 388	3 549
24		768	960	1 152	1 344	1 536	1 728	1 920	2 112	2 304	2 496	2 688	2 880	3 072	3 264	3 456	3 648	3 840	4 032	4 224
26			1 127	1 352	1 577	1 803	2 028	2 253	2 479	2 704	2 929	3 155	3 380	3 605	3 831	4 056	4 281	4 507	4 732	4 957
28			1 307	1 568	1 829	2 091	2 352	2 613	2 875	3 136	3 397	3 659	3 920	4 181	4 443	4 704	4 965	5 227	5 488	5 749
30			1 500	1 800	2 100	2 400	2 700	3 000	3 300	3 600	3 900	4 200	4 500	4 800	5 100	5 400	5 700	6 000	6 300	6 600
32				2 048	2 389	2 731	3 072	3 413	3 755	4 096	4 437	4 779	5 120	5 461	5 803	6 144	6 485	6 827	7 168	7 509
34				2 312	2 697	3 083	3 468	3 853	4 239	4 624	5 009	5 395	5 780	6 165	6 551	6 936	7 321	7 707	8 092	8 477
36				2 592	3 024	3 456	3 888	4 320	4 752	5 184	5 616	6 048	6 480	6 912	7 344	7 776	8 208	8 640	9 072	9 504
38					3 369	3 851	4 332	4 813	5 295	5 776	6 257	6 739	7 220	7 701	8 183	8 664	9 145	9 627	10 108	10 589
40					3 733	4 267	4 800	5 333	5 867	6 400	6 933	7 467	8 000	8 533	9 067	9 600	10 133	10 667	11 200	11 733
42					4 116	4 704	5 292	5 880	6 468	7 056	7 644	8 232	8 820	9 408	9 996	10 584	11 172	11 760	12 348	12 936
44						5 163	5 808	6 453	7 099	7 744	8 389	9 035	9 680	10 325	10 971	11 616	12 261	12 907	13 552	14 197
46						5 613	6 348	7 053	7 759	8 464	9 169	9 875	10 580	11 285	11 991	12 696	13 401	14 107	14 812	15 517
48						6 144	6 912	7 680	8 448	9 216	9 984	10 752	11 520	12 288	13 056	13 824	14 592	15 360	16 128	16 896
50							7 500	8 333	9 167	10 000	10 833	11 667	12 500	13 333	14 167	15 000	15 833	16 667	17 500	18 333
52							8 112	9 013	9 915	10 816	11 717	12 619	13 519	14 421	15 323	16 224	17 125	18 027	18 928	19 829
54							8 748	9 720	10 692	11 664	12 636	13 608	14 580	15 552	16 524	17 496	18 468	19 440	20 412	21 384
56								10 453	11 499	12 544	13 589	14 635	15 680	16 725	17 771	18 816	19 861	20 907	21 952	22 997
58								11 213	12 335	13 456	14 577	15 699	16 820	17 941	19 063	20 184	21 305	22 427	23 548	24 669
60								12 000	13 200	14 400	15 600	16 800	18 000	19 200	20 400	21 600	22 800	24 000	25 200	26 400

Lorsque la hauteur h est fixée par une condition de moment, de flèche ou de gabarit, on voit que l'importance de l'effort tranchant peut conditionner la largeur b à donner à la poutre pour que t soit en dessous de la limite admissible.

B — Poutres à section variable.

Dans le cas de poutres à section variable le long de la portée, la vérification des contraintes n et t sera nécessaire en plusieurs sections. Il sera commode de traiter le problème graphiquement en établissant la courbe enveloppe des moments fléchissants, courbe qui sera la courbe représentative des moments maximum susceptibles d'être obtenus simultanément ou séparément dans chacune des sections de la poutre pour les différents cas de charges et de surcharges possibles, et de vérifier que cette courbe est elle-même comprise à l'intérieur de la courbe représentative des moments résistants. On appelle *moment résistant* d'une section le produit $n \frac{1}{v}$ correspondant à cette section, n étant la contrainte limite admissible pour le bois, ce qui, dans le cas de la section rectangulaire de largeur b et de hauteur h donne la valeur :

$$n \times \frac{bh^2}{6}.$$

Suivant la forme de la poutre à étudier on pourra être amené également à tracer la courbe représentative de T (ou la courbe enveloppe de T dans le cas de surcharges de position variable) et à vérifier que cette courbe s'inscrit à l'intérieur de la courbe des *efforts tranchants résistants* dont l'ordonnée en tout point est égale à bzt (ou $\frac{2}{3}bht$ dans le cas de la section rectangulaire), t étant la contrainte limite admissible pour le cisaillement longitudinal du bois.

A moins de formes de poutres tout à fait exceptionnelles, la contrainte de cisaillement sera maximum aux appuis, là où T est maximum et où généralement h est minimum (le maximum de h étant en général au milieu de la portée de façon à résister au moment fléchissant qui est maximum dans cette région de la poutre).

C — Déformations. — (flèches).

Il faut s'assurer de la valeur de la déformation maximum prise pour tout système de charges et comparer cette déformation, autrement dit cette flèche f , à la portée l de la poutre. C'est ce que prescrit formellement la norme P 21 202 sur l'utilisation du bois dans la construction. Le rapport f/l doit être au-dessous d'une certaine limite. Dans les poutres pleines de section constante, soumises à des charges uniformément réparties on calculera la valeur de f en s'aidant des formules qui figurent à la troisième partie de ce chapitre. Dans le cas de charges fixes disposées plus ou moins dissymétriquement le long de la portée un tel calcul est laborieux. Il vaut mieux traiter le problème graphiquement et tracer la ligne élastique de la poutre en partant des principes établis ci-dessus page 523 (D- Études générale de la déformée d'une fibre moyenne).

Dans ces calculs et ces graphiques une incertitude subsiste quant à la valeur de E , module d'Young du bois. On prend ordinairement $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ pour les résineux.

D'autre part, ces calculs ne font pas intervenir les déformations dues à T . Aussi dans les poutres pleines hautes et minces où $\frac{T}{bz}$ peut être important, il sera prudent de prendre $E = 80\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Par ailleurs, le module d'élasticité varie avec la durée d'application des charges. On devra donc discriminer les calculs relatifs à la charge permanente, de ceux relatifs aux surcharges. Pour le calcul de la flèche due à la charge permanente on prendra $E = 50\,000 \text{ kg/cm}^2$. C'est à peu près la valeur autour de laquelle ce coefficient se stabilise après une longue durée d'application des charges et une suite alternée de variations du degré d'humidité. Cette flèche donnera l'importance de la contreflèche à prévoir. Pour le calcul de la flèche due aux surcharges, d'application quasi-instantanée et de durée d'application relativement courte, on pourra prendre, comme il est indiqué ci-dessus, $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$, sauf dans le cas de poutres de grande hauteur composées de plusieurs éléments, et dans le cas où la valeur de T/bz est voisine de la limite admissible. cas dans lesquels on prendra alors : $E = 80\,000 \text{ kg/cm}^2$.

D — Organes de liaison.

Nous avons dit qu'on peut être amené à constituer des poutres pleines de grande hauteur en juxtaposant des éléments d'un débit plus petit, plus facile à trouver sur le marché. Ainsi dans la figure ci-contre (fig. 29-a) on consti-

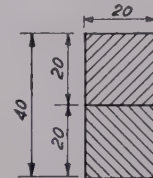


FIG. 29 a.

tuera une poutre de 40 cm de hauteur en superposant deux poutrelles de 20/20, et (fig. 29-b) une poutre de 65 cm de hauteur en juxtaposant deux poutrelles de 20/25 à une poutrelle de 25/25.

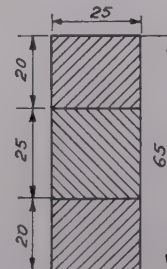


FIG. 29 b.

La réalisation de telles poutres demande une étude soignée de la liaison des plans de contact des différents éléments.

Si on pose sur les appuis G_0 et G_1 deux pièces identiques A et A' (fig. 30) superposées sans aucune liaison mutuelle, et qu'on les soumette à l'action d'une charge P, les deux éléments se déformeront identiquement et par conséquent le moment fléchissant dû à P se partagera également entre les pièces A et A'. Les contraintes de chacune d'elles seront donc :

$$\frac{M}{2} \times \frac{6}{bh^2} = \frac{3M}{bh^2},$$

M étant le moment fléchissant maximum produit par P. Sous l'effet de ces déformations, les fibres supérieures de chacune des pièces se raccourciront et les fibres inférieures s'allongeront. On conçoit donc que dans le plan de contact des deux éléments se produisent des glissements relatifs d'une pièce par rapport à l'autre.

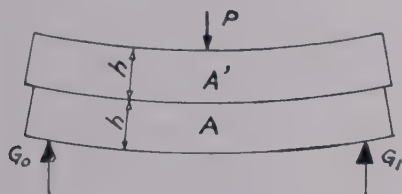


FIG. 30.

Concevons des organes suffisamment résistants pour s'opposer à ce glissement, les deux pièces alors n'en formeront plus qu'une dont le module de résistance sera :

$$\frac{b \times (2h)^2}{6} = \frac{4bh^2}{6} = \frac{2bh^2}{3},$$

et la contrainte sera :

$$\frac{3M}{2bh^2},$$

c'est-à-dire la moitié de ce qu'elle était dans le cas précédent.

Quant aux déformations, qui sont inversement proportionnelles aux moments d'inertie, elles seront, dans le cas des éléments isolés, inversement proportionnelles à :

$$I = 2 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^3}{6},$$

et, dans le cas des éléments associés, inversement proportionnelles à :

$$I' = \frac{b(2h)^3}{12} = \frac{2bh^3}{3}, \quad (\text{d'où : } I' = 4I);$$

on voit qu'elles seront alors quatre fois plus petites ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Dans le premier cas les pièces travaillent isolément, la déformation est proportionnelle à :

$$\frac{P}{EI}. \quad \text{Or : } I = \frac{bh^3}{12},$$

la déformation est donc proportionnelle à : $\frac{P}{6Ebh^3}$.

Dans le second cas, les pièces travaillent ensemble, la déformation est proportionnelle à :

Il faut donc savoir calculer les forces de liaison qui sollicitent les pièces dans le plan de contact. Or, ces forces de liaison nous les connaissons, ce sont les efforts de glissement dus au cisaillement longitudinal, conséquence de l'effort tranchant T.

Si donc T est l'effort tranchant produit par un système de charge dans une section d'abscisse x, I le moment d'inertie total de la section, m le moment statique de la partie située au-dessus du plan de glissement par rapport à la fibre neutre, la contrainte de cisaillement longitudinal est :

$$t = T \frac{m}{Ib};$$

et par largeur b et unité de longueur de la poutre, l'effort de glissement est :

$$g = t \times b = T \frac{m}{I}.$$

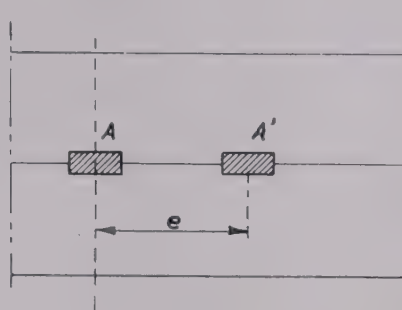


FIG. 31.

Si les organes d'arrêt (clés en bois dur ou en métal, boulons, etc...) sont distants de la longueur e (prise avec la même unité naturellement) l'effort total entre A et A' qui sollicite une des clés (fig. 31) par exemple sera :

$$G = T \times \frac{m}{I} \times e.$$

Si l'on a affaire à des clés en bois dur par exemple, il faudra vérifier (fig. 32) le plan de cisaillement de la clé (a a') soumis à la force G ainsi que les plans d'appui ab et a'b' soumis chacun à la même force. Suivant que la clé sera sollicitée en fil ou en flanc, les contraintes admissibles de pression seront différentes. Signalons en passant



FIG. 32.

$$\frac{P}{EI'}$$

or :

$$I' = \frac{b(2h)^3}{12} = \frac{8bh^3}{12} = \frac{4bh^3}{6},$$

la déformation est donc proportionnelle à :

$$\frac{6P}{4Ebh^3},$$

qu'une clé disposée suivant le schéma de la figure 33 donne de grandes facilités d'exécution des entailles.

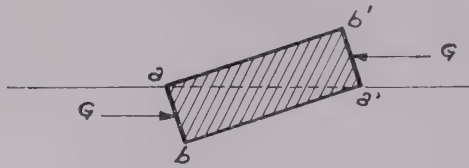


FIG. 33.

On remarquera que l'effort de glissement unitaire g est maximum avec m , c'est-à-dire sur la fibre neutre.

Le cas de la figure 29-a sera donc, toutes valeurs de T et de I comparables, plus difficile à réaliser que le cas de la figure 29-b, puisque (fig. 34) on aurait pour une même hauteur ($H = 2h$) :

$$\begin{aligned} \text{fig. 34-a : } I &= \frac{b \times (2h)^3}{12} = \frac{2bh^3}{3}, \\ m &= bh \cdot \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{2}, \\ g &= \frac{T \frac{bh^2}{2}}{\frac{2bh^3}{3}} = \frac{3T}{4h} \quad \text{ou bien} \quad \frac{12T}{16h}; \end{aligned}$$

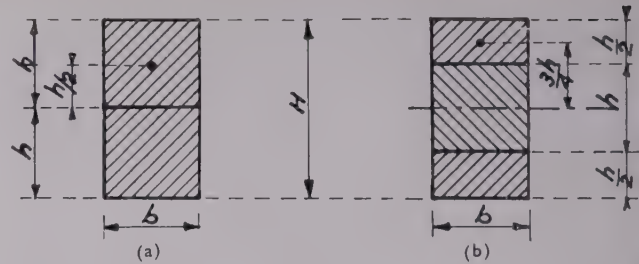


FIG. 34.

$$\begin{aligned} \text{fig. 34-b : } I &= \frac{b \times (2h)^3}{12} = \frac{2bh^3}{3}; \\ m &= b \frac{h}{2} \times \frac{3h}{4} = \frac{3bh^2}{8}; \\ g &= \frac{T \frac{3bh^2}{8}}{\frac{2bh^3}{3}} = \frac{9T}{16h}. \end{aligned}$$

On voit que, par rapport au cas de la figure 34-a, dans le cas de la figure 34-b l'effort de glissement est réduit dans la proportion de 4 à 3. Par contre, on aura deux lits de clés à disposer.

III. — POUTRES COMPOSÉES A AME PLEINE

A — Généralités.

On appelle ainsi des poutres formées de deux membrures reliées l'une à l'autre par une *âme planchée* (fig. 35). Le profil transversal affecte ainsi la forme d'un double T et s'apparente aux profils usités en construction métallique. Les membrures sont constituées par des madriers, bastaings

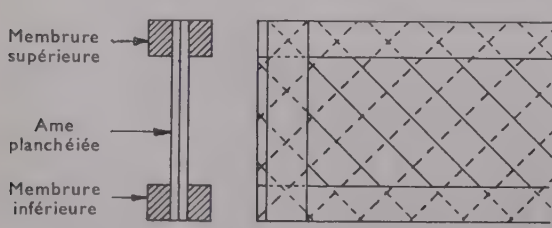


FIG. 35.

ou planches superposées au besoin en plusieurs lits suivant la nécessité de la résistance à obtenir. La figure 36 donne des exemples de profils de membrure réalisés, depuis les simples sections de planchettes, planches, bastaings ou madriers (36-a), et les sections composées de plusieurs lits de planches (36-b), jusqu'aux sections plus étoffées à forte hauteur des membrures et à lits de planche dits *imbriqués* (fig. 36-c) permettant de grandes forces portantes. Il est possible avec ces deux derniers profils de suivre la variation des moments fléchissants le long de la portée de la poutre en faisant varier, suivant les besoins, le nombre des lits de planches.

Les âmes planchées sont constituées par au moins deux cours superposés de planches, planchettes, voliges ou frises à parquet inclinées généralement à 45° sur l'axe longitudinal de la poutre ⁽¹⁾. L'inclinaison du deuxième cours est symétrique de celle du premier cours par rapport à la verticale. Ces planches sont clouées aux membrures et solidarisées dans l'intervalle de celles-ci par un clouage rivé

(1) Cette inclinaison reste généralement de même sens, tout le long de la poutre, dans un même cours de planches. Il s'ensuit que les éléments de ce cours, tendus vers un appui, sont comprimés vers l'autre. Pour réaliser une plus grande symétrie on a quelquefois inversé le sens de l'inclinaison des planches de part et d'autre du milieu de la poutre. Cette disposition nécessite, dans les poutres soumises à des charges non symétriques ou à des surcharges de position variable qui occasionnent des efforts tranchants appréciables au droit de ce joint médian, une étude particulière de ce joint en vue de la transmission de ces efforts de part et d'autre de la coupure.

(pointes rabattues) ⁽¹⁾. Il va sans dire que les abouts des poutres présentent, sur chacune des faces extérieures de l'âme, un raidissage perpendiculaire à l'axe longitudinal (retour de membrures) sur lequel les abouts de planches d'âme sont également cloués.

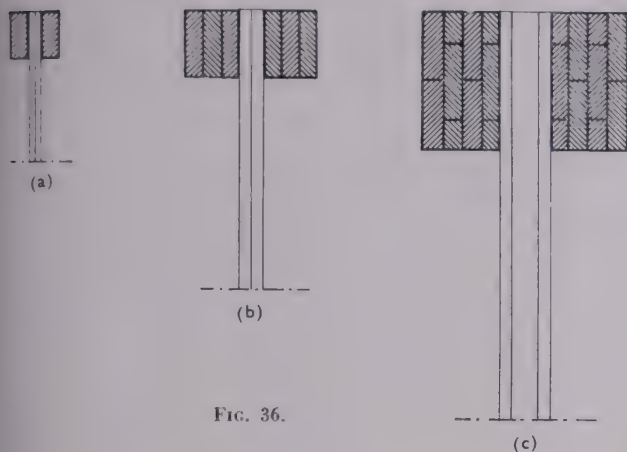


FIG. 36.

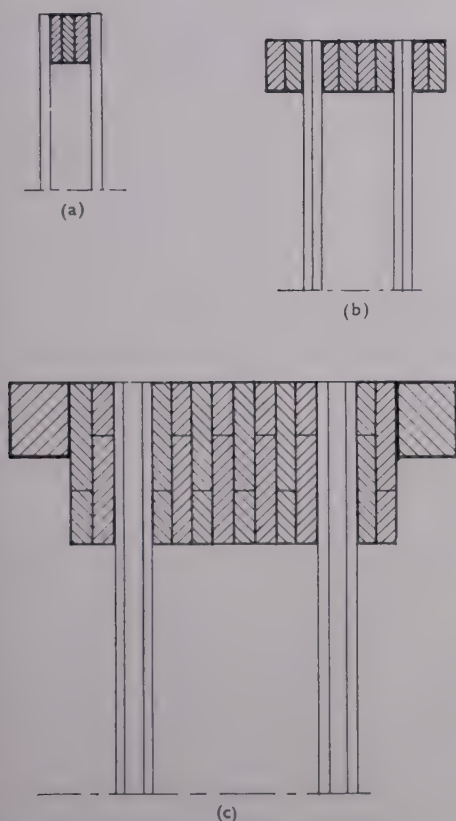


FIG. 37.

⁽¹⁾ Dans les ouvrages soignés on pourra solidariser les planchettes d'un même cours en les assemblant soit par rainure et languette soit par rainures avec languette rapportée.

Suivant les nécessités de la résistance à obtenir les poutres comporteront ou bien des âmes simples à deux cours de planches (fig. 35, 36 a et 36-b par exemple), ou bien des âmes simples avec trois cours de planches, le cours médian ayant une épaisseur double de celle de chacun des cours extérieurs (fig. 36-c), ou bien des âmes doubles formant un profil caisson (fig. 37-a, 37-b, 37-c).

Il ne faut pas perdre de vue, dans l'étude de tels profils, le rôle mécanique des différents éléments constitutifs, rôle que nous allons étudier.

B — Les membrures.

Les membrures sont sollicitées par les forces élastiques normales dues au moment fléchissant et à l'effort normal s'il existe. Dans la poutre ci-contre (fig. 38), le diagramme de répartition des forces élastiques correspond au cas d'un moment fléchissant positif agissant seul. La membrure supérieure est comprimée, la membrure inférieure est tendue. Le couple résultant des forces élastiques C et T doit équilibrer le moment fléchissant M.

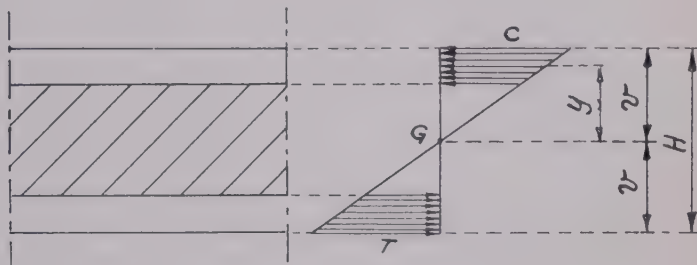


FIG. 38.

En tout point de la section transversale d'ordonnée y par rapport à son centre de gravité G, la contrainte normale est :

$$n = \frac{My}{I}$$

I étant le moment d'inertie de la section des membrures par rapport à l'axe passant par G (voir norme P 21 202, art. 5, page 5, dernier alinéa). Cette contrainte sera maximum, comme on le sait, sur les fibres extrêmes, et égale à :

$$\pm \frac{Mr}{I}$$

v étant l'ordonnée de la fibre extrême par rapport à G. Si la section est à membrures symétriques :

$$v = \frac{H}{2}, \quad \text{et} : \quad n = \frac{MH}{2I}$$

Rien de bien particulier, donc, pour le calcul de ces membrures; on se rappellera, répétons-le, que I est le moment d'inertie des membrures seules (voir norme P 21 202, art. 5, p. 5, dernier alinéa). On déterminera par un calcul rapide la section à leur donner de la manière suivante : le couple de flexion M doit être équilibré par les deux forces résultantes

C (compression) et T (traction) formant couple ayant pour bras de levier z (fig. 39). On peut, en première approximation, prendre $z = H - a$, a étant la hauteur supposée des membrures ⁽¹⁾ et on a :

$$C = T = \frac{M}{H - a}$$

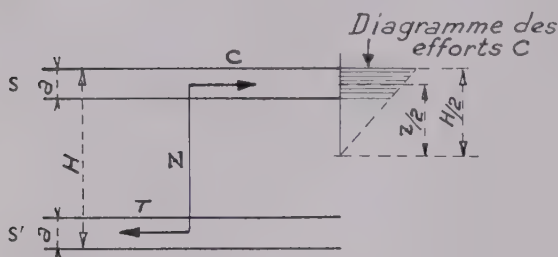


FIG. 39.

Si S est la section d'une membrure, sa contrainte moyenne sera :

$$n_{\text{moy}} = \frac{M}{H - a} \times \frac{1}{S}$$

La contrainte maximum sera cette contrainte moyenne majorée dans le rapport :

$$\frac{\frac{H}{2}}{z} = \frac{H}{z} = \frac{H}{H - a}; \text{ d'où : } n_{\text{max}} = M \times \frac{H}{(H - a)^2} \times \frac{1}{S}$$

Partant d'une hauteur totale H et d'une hauteur de membrure a , on arrivera vite, après quelques coups de règle à calcul, à trouver la section de membrure S à adopter. On vérifiera alors, par la formule exacte (c'est-à-dire en fonction de la valeur exacte de $z = \frac{I}{m}$ qui est un peu supérieure à $[H - a]$), quelle est la valeur réelle de la contrainte maximum de cet élément.

(1) En réalité : $z = \frac{I}{m}$, I : moment d'inertie de la poutre

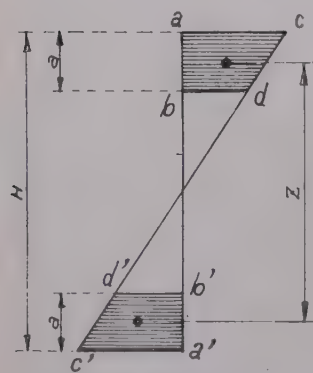


FIG. 39 bis.

(membrures seules prises en compte),
 m : moment statique d'une des membrures par rapport au centre de gravité de la section totale.
 z : est de cette façon, la distance qui sépare la résultante des forces élastiques de compression de la résultante des forces élastiques de traction.

Dans le cas où les membrures ont une section rectangulaire, z est donc la distance qui sépare les centres de gravité des trapèzes $a b c d$ et $a' b' c' d'$ du diagramme des tensions (fig. 39 bis). On voit qu'il est peu différent de la valeur $(H - a)$ considérée,

et légèrement supérieur à cette valeur (distance entre les centres de gravité des sections rectangulaires des membrures).

C — Ames.

Les âmes sont destinées à assurer entre les membrures la transmission des efforts de cisaillement et à empêcher, dans la limite de leur déformation propre, tout glissement relatif de l'une des membrures par rapport à l'autre. Elles doivent résister aux efforts tranchants. Il s'ensuit alors, comme dans les poutres à treillis multiples, que les planches qui les constituent sont sollicitées à la traction ou à la compression suivant le sens de leur inclinaison.

Considérons le cas des figures 35, 36-a, 36-b; les planches d'un des plans de l'âme seront tendues par exemple, les planches de l'autre plan étant comprimées.

Il se produit alors un couple de torsion qui tend à voiler transversalement l'ensemble de la poutre (fig. 40), couple d'autant plus important que les âmes sont plus épaisses. Il est préférable dans ce cas, au lieu d'une seule poutre à âme formée par 2 plans (ou cours) de planches épaisses, d'entretoiser solidement deux poutres parallèles en adoptant pour la deuxième poutre une disposition des âmes symétrique de la première. Il faut aussi combattre sur les appuis la tendance au déversement. Cet effet de torsion est encore plus accentué dans une poutre ayant le profil 37-a. La symétrie dans la disposition des âmes sera facilement réalisée dans un profil du type 37-b.

Dès que les efforts tranchants sont importants il est préférable d'adopter la disposition des profils 36-c et 37-c comportant des âmes à trois cours de planches.

La méthode de calcul des âmes peut se déduire de celle adoptée pour le calcul des treillis multiples.

Appelons z la hauteur utile de la poutre et « a » la largeur d'une planche élémentaire qui constitue l'âme (son épaisseur étant e , sa section sera $e \times a$) (fig. 41).



FIG. 40.

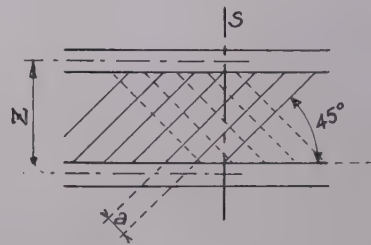


FIG. 41.

Dans une section verticale quelconque S agit l'effort tranchant T.

Une telle section rencontre, sur sa hauteur z , un nombre de planches égal à :

$$\frac{z}{a} = \frac{z}{a} = \frac{z}{2a} = \frac{z}{a\sqrt{2}}$$

dans chaque cours soit, pour les deux cours de planches,

un nombre total de : $n = \frac{z\sqrt{2}}{a}$.

La traction F ou la compression C qui sollicite chaque planche sera donc égale à :

$$F = C = \frac{T}{n \cos 45^\circ} = \frac{T}{z \sqrt{2}} \times \sqrt{2} = \frac{Ta}{z}.$$

le deuxième facteur $\sqrt{2}$ étant l'inverse du cosinus de l'angle α d'inclinaison à 45° des planches sur la verticale (la force dans les diagonales d'un treillis multiple d'ordre n étant $f = \frac{T}{n \cos \alpha}$, voir plus loin page 552 : Calcul des efforts dans les barres des poutres à treillis multiples; pour l'inclinaison à 45° , voir Manuel de la Charpente en Bois, n° 10, note en bas de la page 29). La contrainte dans la planche sera donc :

$n = \frac{Ta}{z} \cdot \frac{1}{ae} = \frac{T}{ez}$, formule particulièrement facile à appliquer puisqu'on voit que cela revient à répartir l'effort tranchant T sur une section fictive de hauteur z et d'épaisseur e .

Au cas où l'inclinaison des planches est différente de 45° , disposition peu usitée mais qui peut s'imposer dans un cas particulier, on aurait en appelant α l'angle que forment les axes longitudinaux des planches avec la verticale (fig. 42) :

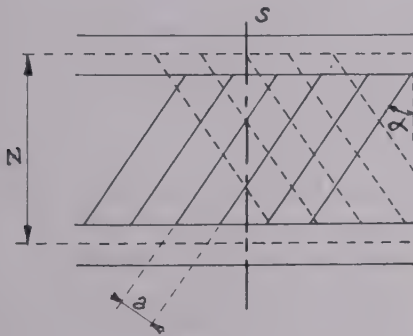


FIG. 42.

— nombre de planches rencontrées dans une section S (pour l'ensemble des deux cours de planches) :

$$\frac{2z}{a} = \frac{2z \sin \alpha}{a};$$

— effort dans une planche :

$$\frac{Ta}{2z \sin \alpha} \times \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{Ta}{z \sin 2\alpha};$$

— contrainte dans une planche :

$$n = \frac{Ta}{z \sin 2\alpha} \times \frac{1}{ea} = \frac{T}{ez \sin 2\alpha},$$

formule qui montre que l'obliquité de $\alpha = 45^\circ$ est la plus avantageuse quant aux contraintes, puisque $\sin 2\alpha$ passe par son maximum, pour cette obliquité.

Entre les membrures, les planches d'âme du cours comprimé doivent être mises hors d'état de flamber indi-

viduellement. Elles sont rendues solidaires des planches du cours tendu par un clouage rivé. Celles-ci s'opposent donc, dans une certaine mesure, au flambement des planches comprimées. Tous les auteurs ne sont pas d'accord sur l'efficacité de ce rôle.

Sans entrer dans des considérations trop étendues, considérons le système schématisé formé de deux membrures et de diagonales à croix de Saint-André représenté figure 43. Considérons le point O de liaison de deux diagonales, l'une AB' supposée tendue, l'autre $A'B$ supposée comprimée. Supposons que sous l'effet de la compression existant dans $A'B$ le point O sorte du plan de la figure. Il naît en O une réaction transversale provenant de la rigidité propre de la diagonale tendue sollicitée à la flexion entre A et B' et tout se passe approximativement comme si le moment d'inertie transversal de $A'B$ était doublé, autrement dit, la limite critique d'Euler de la barre $A'B$ serait égale à :

$$\frac{2\pi^2 EI}{l^2},$$

l étant la longueur de la barre $A'B$ et I son moment d'inertie transversal, ceci sans préjuger de la nature des liaisons aux points A' et B .

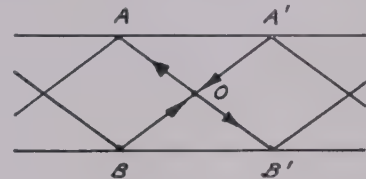


FIG. 43.

Il n'en serait pas de même si les deux membrures AA' et BB' ne pouvaient pas se rapprocher (présence de raidisseurs assurant l'invariabilité des longueurs AB et $A'B'$) : la distance AB' étant fixe, pour un déplacement transversal très petit du point O , l'effort de traction dans la barre tendue AOB' — que le déplacement entraînerait hors du plan moyen de la poutre — ferait apparaître une force perpendiculaire à ce plan en O ; cette force atteindrait rapidement une valeur telle que le flambement de $A'B$ ne pourrait se produire qu'en deux demi-ondes avec inflexion au point O . La limite critique d'Euler serait alors égale à $\frac{4\pi^2 EI}{l^2}$, sans préjuger toujours de la liaison des diagonales avec les membrures.

Nous conseillons donc la règle suivante :

1° S'il n'existe pas de raidisseurs verticaux pouvant assurer l'invariabilité de la distance entre membrures :

adopter pour la longueur de flambement l la distance entre nœuds A' et B et considérer la pièce $A'B$ comme semi-encastree à ses deux extrémités ou, ce qui revient au même, prendre pour longueur de flambement $0,7 l$ et considérer la pièce comme articulée.

2° S'il existe des raidisseurs verticaux :

prendre pour longueur de flambement l la distance entre nœuds A' et B et considérer la pièce $A'B$ comme parfaitement encastree à ses deux extrémités, ou, ce qui revient au même, prendre pour longueur de flambement $0,5 l$ et considérer la pièce comme articulée.

Ces règles ont l'avantage d'être simples d'application et sûres. Il serait imprudent à notre avis, de vouloir traiter ces éléments, hétérogènes par constitution même, comme le ferait un constructeur métallique calculant une âme de poutre composée en se basant sur la théorie des plaques soumises à un cisaillement de M. Timoshenko ⁽¹⁾. Tout au plus pourrait-on appliquer cette théorie, et encore avec de grandes précautions, à des âmes constituées par des éléments contreplaqués.

D — Clouage des éléments.

Il est nécessaire, dans l'établissement des projets de poutres composées, de déterminer avec soin le clouage des planches des cours de diagonales sur les membrures, d'une part, et celui des planches supplémentaires des membrures, d'autre part.

a) Clouage des diagonales.

Le clouage est réalisé par des broches b qui traversent à la fois les membrures et les âmes (fig. 44).

Le clouage d'une diagonale pouvant nécessiter plusieurs clous sur une même ligne horizontale, nous allons maintenant désigner par a la partie de la largeur de diagonale intéressée par une broche (ce qui ne modifie pas la formule établie plus haut, page 533, qui reste valable quelle que soit la valeur de la largeur intéressée a).

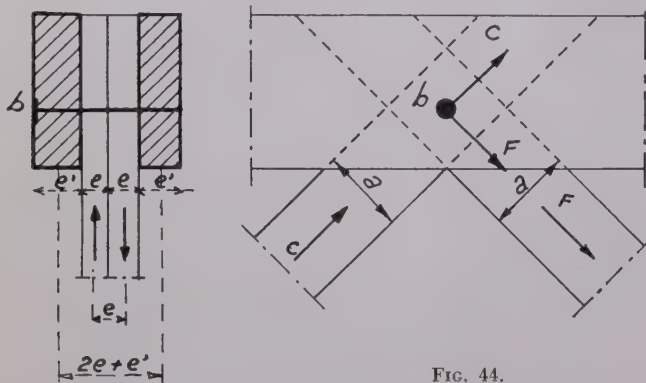


FIG. 44.

Essayons d'analyser aussi exactement que possible les efforts qui sollicitent une broche b , dans le cas d'âmes à double cours de planches inclinées à 45° . Nous faisons abstraction du frottement bois sur bois. Nous supposons la broche infiniment rigide. Dans ces conditions les actions que la broche reçoit de la part des diagonales sont transmises aux milieux des épaisseurs des membrures (voir le croquis perspectif, fig. 45).

1°) Action des diagonales sur la broche :

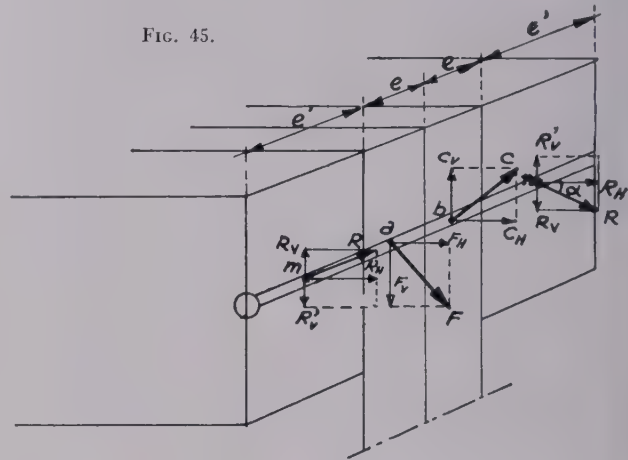
Sur chaque largeur a intéressée par une broche, la diagonale tendue agit par une traction F dont les composantes sont F_V et F_H , toutes deux égales à :

$$\frac{F}{\sqrt{2}}, \quad \text{forces appliquées au point } a.$$

De même la compression C , sur chaque largeur a de la diagonale comprimée, a pour composantes C_V et C_H égales à :

$$\frac{C}{\sqrt{2}}, \quad \text{appliquées au point } b.$$

FIG. 45.



Si de plus T est l'effort tranchant et z le bras de levier du couple élastique de la poutre, les composantes (F_V , F_H , C_V , C_H) sont toutes égales à :

$$\frac{Ta}{z\sqrt{2}}$$

(voir page 533, F et C étant égaux à $\frac{Ta}{z}$, puisque, comme on l'a dit ci-dessus, cette formule reste valable lorsque a désigne la largeur de diagonale intéressée par une broche).

2° Quelles sont maintenant les actions de la broche sur les membrures aux points m et n ?

F_H et C_H sont deux forces égales et parallèles; elles donnent en m et n deux autres forces $m R_H$ et $n R_H$ toutes deux égales et parallèles à F_H et C_H , donc :

$$R_H = \frac{Ta}{z\sqrt{2}}.$$

F_V et C_V forment un couple; elles donnent en m et n un couple équivalent ($m R'_V$, $n R'_V$) dont les réactions sont : $m R_V$, $n R_V$; on a donc (fig. 45 bis) :

$$R_V (2e + e') + F_V \times e = 0;$$

d'où :

$$|R_V| = F_V \times \frac{e}{2e + e'} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \times \frac{e}{2e + e'} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} k = k F_V,$$

en appelant k le coefficient réducteur $\frac{e}{2e + e'}$, e et e' étant définis sur les croquis ci-dessus (fig. 44 et 45).

La réaction R (résultante de R_H et de R_V) serait :

$$R = \sqrt{R_H^2 + R_V^2} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{e}{2e + e'}\right)^2} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \sqrt{1 + k^2}.$$

(1) Timoshenko — Stabilité élastique — Béranger, éditeur.

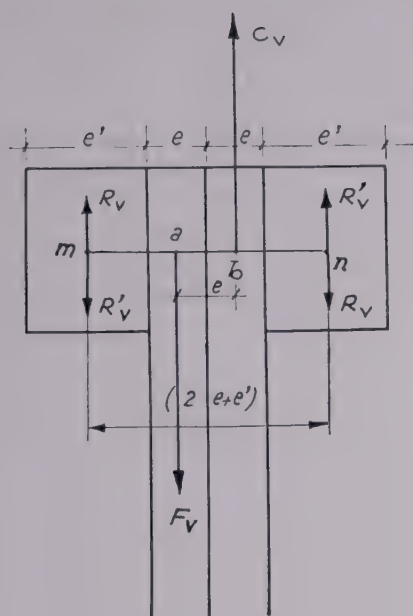


FIG. 45 bis.

L'angle que forme la ligne d'action de cette réaction R avec le fil de la membrure est égal à α , tel que :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{R_V}{R_H} = \frac{e}{2e + e'} = k.$$

On aurait ainsi tous les éléments nécessaires au calcul du clouage.

La broche est soumise à un effort maximum de cisaillement dont les composantes sont :

verticalement (1) :

$$\frac{Ta}{z\sqrt{2}} \times \frac{e + e'}{2e + e'} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \times \frac{(2e + e') - e}{2e + e'} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} (1 - k),$$

$$\text{horizontalement : } \frac{Ta}{z\sqrt{2}},$$

résultante :

$$(1) \quad \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{e + e'}{2e + e'}\right)^2} = \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \sqrt{1 + (1 - k)^2}.$$

(1) Nous reproduisons dans la figure 45 ter le système des forces verticales de la figure 45.

Les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants dans le plan vertical sont les suivants :

diagramme des moments fléchissants dans le plan vertical : (m S T n)
diagramme des efforts tranchants dans le plan vertical :

(m R_V P M N Q R_V n).

La démonstration géométrique de la formule du cisaillement maximum vertical dû aux forces F_V et C_V se voit sur la figure 45 ter. Puisque $k (= \frac{e}{2e + e'}) < 0,5$, le cisaillement est maximum entre les sections a et b , et ce maximum a pour valeur :

$$\begin{aligned} aM &= aF_V - mR_V, \\ &= F_V - R_V = F_V - kF_V, \\ &= (1 - k) F_V. \end{aligned}$$

La pression sur les fibres du bois de la diagonale (est produite par l'action de F ou de C), si d est le diamètre de la broche, est égale à :

$$(2) \quad \frac{Ta}{z} \times \frac{1}{ed} \quad (\text{pression de fil}).$$

La pression sur le bois des membrures est produite par l'action de R , c'est :

$$(3) \quad \frac{Ta}{z\sqrt{2}} \sqrt{1 + k^2} \times \frac{1}{e'd},$$

c'est une pression agissant obliquement sur les fibres du bois, l'angle de la direction de la force avec la direction des fibres étant :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e}{2e + e'} = k,$$

comme on a dit ci-dessus. On adoptera alors la limite de contrainte indiquée par les normes, correspondant à cette inclinaison.

Pratiquement on disposera les clous sur une série de files parallèles aux membrures, appelées lignes de trusquinage (fig. 46), et on déterminera l'espacement b des broches sur ces files. La valeur a qui figure dans les formules (1), (2) et (3) ci-dessus, largeur intéressée par une broche, donne la relation :

$$a = \frac{b}{\sqrt{2}}.$$

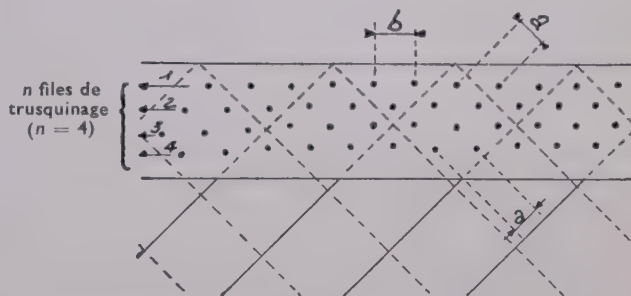


FIG. 46.

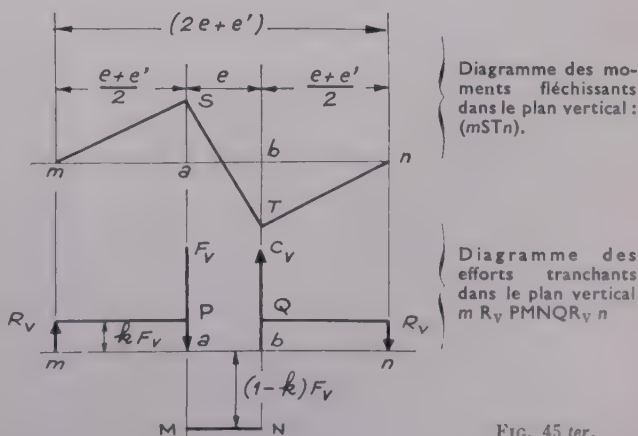


FIG. 45 ter.

De plus s'il y a n lignes de trusquinage sur la membrure on obtient finalement les formules :

effort de cisaillement de la broche :

$$(1') \quad \frac{Tb}{2nz} \sqrt{1 + (1 - k)^2};$$

pression sur le fil de la diagonale :

$$(2') \quad \frac{Tb}{\sqrt{2nz}} \cdot \frac{1}{ed};$$

pression sur le bois des membrures :

$$(3') \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{Tb}{2nz} \sqrt{1 + k^2} \cdot \frac{1}{e'd}, \\ \text{angle d'attaque de l'effort : } \operatorname{tg} \alpha = k. \end{array} \right.$$

On remarquera que si l'on considérait l'âme comme une pièce homogène formée d'une seule épaisseur (âme pleine en contreplaqué par exemple), l'effort total de glissement qui agirait dans chacun des deux plans de contact des membrures et solliciterait les clous au cisaillement serait, pour

une section de broche $\frac{Tb}{2nz}$ ⁽¹⁾.

(Dans ce cas n'interviennent pas les efforts de cisail-

ment qui, dans les âmes à double cours de planches, agissent dans le plan de contact de ces deux cours de planches).

Le coefficient sous le radical de la formule (1') majore l'effort de cisaillement $\frac{Tb}{2nz}$ de 15 à 22 % suivant les

valeurs de e et de e' . Celui de la formule (3') presque négligeable, les majore de 1 à 9 %; mais intervient la notion d'obliquité de la direction des efforts par rapport aux fibres du bois et la norme B 52 001 impose une réduction des taux de contrainte limites.

Nous croyons que, calculés sur ces bases, les clouages présentent toute sécurité.

Afin de faciliter les calculs des quantités sous le radical nous avons établi les tableaux à double entrée ci-après qui donnent directement k , par conséquent la tangente de l'angle α ci-dessus, $\sqrt{1 + k^2}$ et $\sqrt{1 + (1 - k)^2}$. Les épaisseurs e indiquées en millimètres correspondent aux épaisseurs couramment employées et il est rare que les planches d'âme dépassent 50 mm d'épaisseur. Il faut d'ailleurs se rappeler que $2(e + e')$, soit l'épaisseur totale de la membrure, ne devra pas être supérieure à la longueur maximum d'une broche, le diamètre de cette dernière étant d'autre part lié à l'épaisseur des planches par une relation que fixe la norme P 21 202 (art. 16, p. 14).

Tableau donnant les valeurs de $k = \frac{e}{2e + e'}$.

$\frac{e}{e'}$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
15	0,333	0,300	0,273	0,250	0,231	0,214	0,200	0,188	0,177	0,167	0,158
20	0,364	0,333	0,308	0,286	0,267	0,250	0,235	0,222	0,211	0,200	0,191
25	0,385	0,357	0,333	0,313	0,294	0,278	0,263	0,250	0,238	0,227	0,217
30	0,400	0,375	0,353	0,333	0,316	0,300	0,286	0,273	0,261	0,250	0,240
35	0,412	0,389	0,368	0,350	0,333	0,318	0,304	0,292	0,280	0,269	0,259
40	0,421	0,400	0,381	0,364	0,348	0,333	0,320	0,308	0,296	0,286	0,276
45	0,428	0,409	0,391	0,375	0,360	0,346	0,333	0,321	0,310	0,300	0,290
50	0,435	0,417	0,400	0,385	0,370	0,357	0,345	0,333	0,323	0,313	0,303

$$(1) \text{ Effort de cisaillement sur un clou } = \frac{T}{ze} \times \overset{\substack{\text{Pour toute l'épaisseur } e \text{ de la poutre.} \\ \text{Pour une longueur } b \text{ de poutre (distance horizontale entre deux clous).}}}{e} \times \overset{\substack{\uparrow \\ \text{Contrainte} \\ \text{de cisaillement}}}{\frac{1}{2}} \times \overset{\substack{\uparrow \\ \text{Pour chacune des } n \text{ lignes horizontales de clous.} \\ \text{Pour chaque plan de cisaillement.}}}{\frac{1}{n}}$$

Tableau donnant les valeurs de $\sqrt{1 + \left(\frac{e}{2e + e'}\right)^2} = \sqrt{1 + k^2}$.

$e \backslash e'$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
15	1,054	1,044	1,037	1,031	1,026	1,023	1,020	1,018	1,016	1,014	1,012
20	1,064	1,054	1,046	1,040	1,035	1,031	1,027	1,024	1,022	1,020	1,018
25	1,072	1,062	1,054	1,048	1,042	1,038	1,034	1,031	1,028	1,025	1,023
30	1,077	1,068	1,060	1,054	1,049	1,044	1,040	1,037	1,034	1,031	1,028
35	1,082	1,073	1,066	1,060	1,054	1,049	1,045	1,042	1,038	1,035	1,033
40	1,085	1,077	1,070	1,064	1,059	1,054	1,050	1,046	1,043	1,040	1,037
45	1,088	1,080	1,074	1,068	1,063	1,058	1,054	1,050	1,047	1,044	1,041
50	1,090	1,083	1,077	1,072	1,066	1,062	1,058	1,054	1,051	1,048	1,045

Tableau donnant les valeurs de $\sqrt{1 + \left(\frac{e + e'}{2e + e'}\right)^2} = \sqrt{1 + (1 - k)^2}$.

$e \backslash e'$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
15	1,202	1,221	1,236	1,250	1,261	1,272	1,281	1,288	1,295	1,301	1,307
20	1,185	1,202	1,216	1,229	1,240	1,250	1,259	1,267	1,274	1,281	1,286
25	1,174	1,189	1,202	1,213	1,224	1,233	1,242	1,250	1,257	1,264	1,270
30	1,166	1,179	1,191	1,202	1,212	1,221	1,229	1,236	1,243	1,250	1,256
35	1,160	1,172	1,183	1,193	1,202	1,210	1,218	1,225	1,232	1,239	1,245
40	1,156	1,166	1,176	1,185	1,194	1,202	1,209	1,216	1,223	1,229	1,235
45	1,152	1,162	1,171	1,179	1,187	1,195	1,202	1,209	1,215	1,221	1,226
50	1,149	1,158	1,166	1,174	1,182	1,189	1,195	1,202	1,208	1,213	1,219

b) Clouage des lits supplémentaires de planches des membrures.

Les lits supplémentaires de planches doivent être reliés au « noyau central » de la membrure, par conséquent aux âmes par un clouage dont la densité est fonction de l'effort tranchant. Ce clouage peut donc varier tout le long de la portée et être proportionné à cet effort.

Considérons la membrure composée ci-contre (fig. 47). Nous appelons « noyau central » le groupe formé par l'âme A et les deux cours de membrure 1 — 1'. Cet ensemble est solidaire par le clouage étudié ci-dessus. Il faut assurer la liaison des groupes de planches 2-3 et 2'-3' avec le « noyau central » et celle des planches 3 et 3' avec le « noyau central » augmenté des planches 2 et 2'. On sait que l'effort de glisse-

ment qui se manifeste dans chacun des plans de contact a et a' sera égal à :

$$(2) \quad \frac{Tm_{(2-3)}}{I},$$

I étant le moment d'inertie total de la poutre au point où agit l'effort tranchant T et $m_{(2-3)}$ étant le moment statique du groupe des planches 2—3 ou 2'—3' par rapport à l'axe du centre de gravité de la section de la poutre. Cet effort de glissement est l'effort total agissant sur la longueur unité (unité choisie pour évaluer I et $m_{(2-3)}$ en général le centimètre). Connaissant cet effort par centimètre on en déduira l'effort

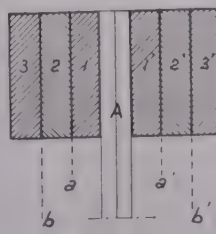


FIG. 47.

par mètre de longueur de membrure et, de là, le nombre de sections de clous qui doivent traverser les joints a et a' . On opérera de même pour les joints b et b' , l'effort de glissement correspondant étant :

$$(3) \quad \frac{Tm_3}{I},$$

T et I ayant les mêmes définitions que ci-dessus et m_3 étant le moment statique de la planche 3 ou 3' par rapport à l'axe du centre de gravité. On aura finalement un clouage du type ci-contre (fig. 48) :

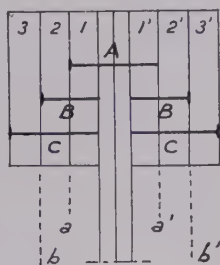


FIG. 48.

- des broches A assurant le clouage du noyau central;
- des broches B assurant le clouage des lits 2 ou 2';
- des broches C assurant le clouage des lits 3 et 3' et venant compléter celui des lits 2 et 2' (1).

Dans un joint vertical b on trouvera le total des sections des clous C.

Dans un joint vertical a on trouvera le total des sections de B et de C.

Ceci n'est indiqué qu'à titre d'exemple, on peut trouver d'autres dispositions tout aussi bonnes, sinon plus rationnelles.

E — Construction des poutres composées.

Ce qui précède montre le soin qu'il faut apporter au calcul des éléments des poutres composées. Leur exécution doit être des plus soignée et rigoureusement conforme aux plans établis. Ceci est essentiel pour avoir toute sécurité. Ces constructions consomment une quantité importante de clous, de 25 à 35 kg par mètre cube de bois, mais elles sont d'une exécution très facile.

Sur une épure tracée au sol (fig. 49) définissant la forme de la poutre et sa contre flèche on disposera, dans l'hypothèse de membrures à planches multiples, le premier lit du noyau central 1 sur lequel on étalera les âmes A et A' qu'on pourra laisser dépasser aux deux bouts en M et N

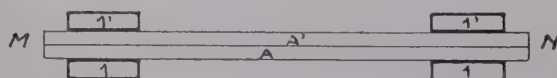


FIG. 49.

(1) En pratique on calculera d'abord l'expression (3) qui permettra de déterminer les broches C, puis on calculera l'expression (2) d'où l'on déduira la différence (2) — (3) qui permettra de déterminer les broches B.

si on dispose des planches tout venant, ou qui araseront en M et N si on les coupe d'onglet à l'avance, puis on pointera de place en place ce premier ensemble pour lui donner de la tenue. On placera ensuite les deuxièmes planches du noyau central 1' et on fera le clouage de cet ensemble par les broches A de la figure 48.

A cet effet on tracera les lignes de trusquinage nécessaires sur les planches 1'. On placera les broches à leur emplacement en s'aidant d'un gabarit dont la position de repère sera reportée sur le champ des membrures. Ceci est important car la disposition des lits supérieurs cache les têtes des clous A et le clouage des autres lits doit s'intercaler dans celui du noyau central.

On disposera ensuite successivement les autres lits de membrures en se servant toujours pour le clouage d'un gabarit dont on repère la position. L'une des faces terminée on retourne la poutre complètement et on opère sur l'autre face comme on a opéré sur la première.

Enfin on termine la poutre par quelques boulons mis de place en place, tous les 1 m au max., boulons qui traversent tout le paquet des membrures et dont le rôle est de s'opposer à un déclouage ultérieur; on aura réservé à cet effet des zones sans clous au milieu desquelles on fera le perçage des trous.

Nous signalons à ce sujet le système de réalisation de ces poutres dû à M. Moles Maître-charpentier à Amiens et qui consiste à construire deux demi-poutres symétriques par rapport au plan moyen général (fig. 49 bis). Ces demi-poutres sont ensuite accolées dos à dos et solidarisées au

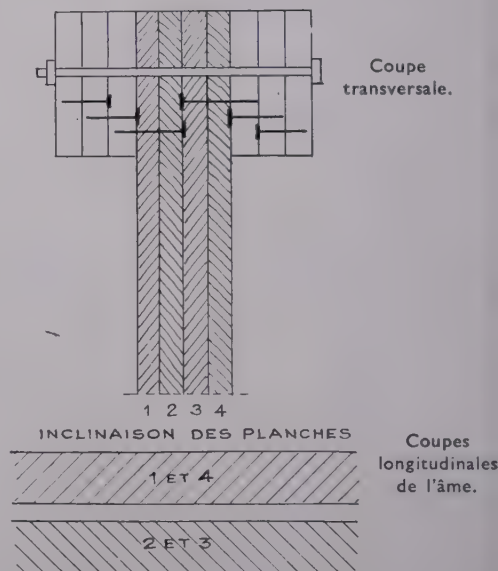


FIG. 49 bis.

travers des membrures par de simples boulons de liaison destinés à combattre les efforts des couples de torsion dont nous avons parlé (dans l'étude des âmes, page 532, fig. 40).

Chaque demi-poutre doit évidemment être complète en elle-même, c'est-à-dire, comprendre ses deux demi-membrures (supérieure et inférieure) reliées par un double cours d'âmes à 45°. Au total nous nous trouvons dans la

poutre finie en présence d'une poutre à âme formée de 4 cours de planches. De la sorte chaque demi-poutre peut travailler isolément sans introduire d'efforts de glissement dans le plan de jonction des deux demi-poutres accolées qui se trouve être le plan moyen de la poutre finie.

Au point de vue constructif nous voyons immédiatement l'avantage pratique qui en découle pour le clouage. Celui-ci s'opère toujours dans le même sens en partant des planches extérieures des membrures telles que 3 ou 3' (fig. 48) pour finir par le clouage des planches d'âme. Les épaisseurs à clouer sont plus faibles et il est facile d'éviter les têtes de clous du clouage précédent, alors que dans le premier système de construction décrit on a non seulement à éviter les têtes lorsqu'on travaille sur la face de départ mais encore les extrémités des pointes quand on travaille sur l'autre face après retournement, extrémités dont on ne connaît pas la position exacte.

Au point de vue esthétique aucun clou n'est apparent. On peut répartir les boulons de liaison suivant une disposition qui plaise à l'œil et qui concoure à agrémenter l'aspect de la poutre.

F — Déformation.

Il y a peu de chose à dire concernant particulièrement les poutres composées à âme pleine. Bien conçues et bien exécutées ces poutres présentent des qualités remarquables de rigidité. Cela tient à ce que l'action des efforts tranchants qui dans les poutres pleines fait naître des tendances au glissement des fibres les unes par rapport aux autres, cette action est ici canalisée dans des éléments (les âmes) uniquement sollicités à l'extension ou à la compression. *A la mise en charge*, toutefois, elles accusent une *déformation résiduelle* subsistant lors de la disparition de la charge. Cette déformation correspond au tassement et à l'assujettissement des clouages. *Après* quoi la poutre se comporte élastiquement de façon parfaite. Il sera donc prudent de calculer la déformation due à la charge permanente avec $E = 80\,000 \text{ kg/cm}^2$. Celle due aux surcharges le sera avec la valeur $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Il n'y a pas lieu d'envisager, pour ces poutres, l'aggravation des flèches sous charge constante de longue durée d'application.

IV. — SYSTÈMES ARTICULÉS

A — Généralités (1).

On appelle système articulé, un système formé d'un certain nombre de pièces appelées *barres* dont les extrémités sont réunies par des axes ou *articulations*.

Nous n'étudierons ici que les systèmes articulés *plans* c'est-à-dire ceux dont toutes les barres qui les constituent se trouvent dans un même plan et dont toutes les forces appliquées ont leurs lignes d'action situées dans ce plan.

On appelle *nœuds* les points d'articulation de plusieurs barres. Dans l'étude de tels systèmes on suppose toujours que les forces directement appliquées ont leur point d'application aux nœuds. S'il en était autrement on décomposerait la force appliquée entre deux nœuds en un point quelconque de la barre qui les réunit en deux composantes parallèles reportées aux nœuds qui l'encadrent. On ne changerait rien ainsi aux conditions d'équilibre du système. C'est seulement après avoir déterminé les efforts agissant dans les différentes barres qu'on tiendrait compte, pour la barre intéressée, de la flexion secondaire créée par la position réelle de la force.

Dans la pratique des constructions métalliques, des constructions en bois ou en béton armé il est rare que les barres soient assemblées aux nœuds par une articulation idéale. Elles le sont, soit par rivets soit par boulons, clous ou goujons. En fait on se trouve plutôt en présence de systèmes à *assemblages rigides*. A part des cas tout à fait exceptionnels où la rigidité propre des barres, par consé-

quent celle de leurs assemblages, serait très grande (pièces courtes à grand moment d'inertie par rapport à l'axe perpendiculaire au plan du système), on peut, sans grande erreur, assimiler ces systèmes à des systèmes articulés.

On appelle *schéma* du système la figure géométrique obtenue en joignant deux à deux les points du plan où sont situés les nœuds.

Si n est le nombre des nœuds, en joignant ces points ou nœuds deux à deux on pourra constituer un schéma comportant un nombre de barres au plus égal à :

$$N = \frac{n(n-1)}{2}.$$

Il suffit de se reporter à la figure 50 pour voir que le nœud A sera relié aux $n-1$ autres nœuds B D C E par $n-1$ barres, B sera relié aux $n-2$ autres nœuds par $n-2$ barres puisqu'il est déjà au nœud A, C lui-même déjà relié à A et à B le sera aux $n-3$ autres nœuds et ainsi de suite, si bien que le nombre total N sera la somme de la progression arithmétique $(n-1) + (n-2) +$

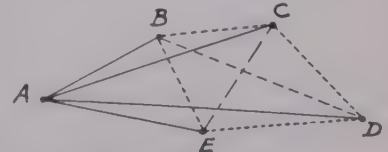


FIG. 50.

$(n-3) + \dots + 2 + 1$, soit en effet la valeur indiquée :

$$N = \frac{n(n-1)}{2}.$$

(1) Dans ce paragraphe nous emprunterons beaucoup à l'ouvrage de M. Pigeaud, Résistance des matériaux (Gauthier-Villars, éditeur).

On classera les schémas en deux catégories.

1° Les schémas déformables.

Ce seront ceux dans lesquels les angles mutuels de deux barres pourront varier sans que les longueurs des barres varient. Sur la figure 51 on voit que le schéma représenté est déformable, la quadrilatère BCFG peut prendre une

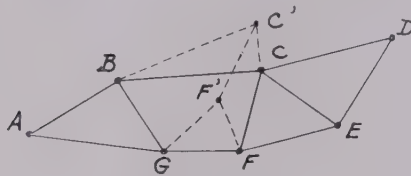


FIG. 51.

position $BC/F'G$ telle que $C'F' = CF$. De tels systèmes sont impropres au rôle primordial qu'on demande à un système constructif qui est de s'opposer par sa rigidité aux déformations que tendent à lui donner les forces appliquées.

2° Les schémas indéformables.

Le triangle est le plus simple des schémas indéformables. Seront donc tels les schémas plus ou moins complexes qui ne feront apparaître que des triangles, de telle sorte qu'à un nœud quelconque l'angle formé par deux barres adjacentes soit le sommet d'un triangle dont ces barres sont deux des côtés.

La figure 50, par exemple, représente un schéma indéformable. Mais on peut constituer des schémas indéformables qui ne comportent pas le nombre maximum de barres du cas de la figure 50.

La figure 52, par exemple, représente aussi un schéma indéformable correspondant aux mêmes nœuds A B C D E. On dit alors qu'un tel schéma est *strictement indéformable*. Il sera tel, lorsqu'il devient déformable par la suppression d'une quelconque des barres qui le constituent.

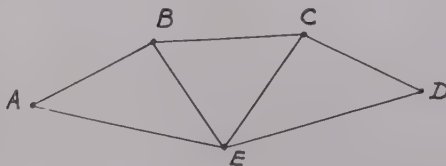


FIG. 52.

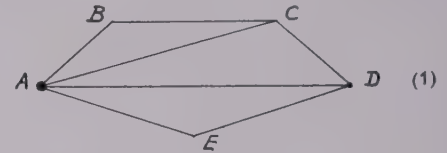
Par opposition, un schéma indéformable tel que celui de la figure 50 est dit à *barres surabondantes*. On peut, en effet, supprimer dans cette figure les barres AC, AD et BD, le schéma reste encore indéformable et se réduit à celui de la figure 52.

Pour se résumer : un quadrilatère est un schéma déformable; si on lui adjoint une diagonale il devient strictement indéformable; si on lui ajoute une deuxième diagonale il devient à barres surabondantes.

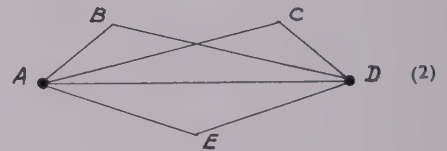
Dans un schéma *strictement indéformable* on doit avoir :

$$N = (2n - 3) \text{ barres.}$$

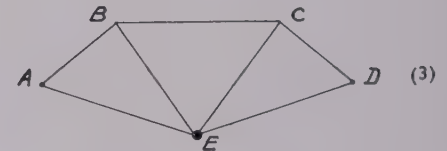
C'est le cas des différents schémas de la figure 53 exécutés en considérant 5 nœuds A, B, C, D, E. En (2), (4), (5) on choisit deux nœuds pour les relier entre eux d'abord, puis chacun aux $n - 2$ autres ensuite.



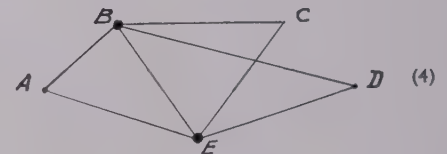
(1)



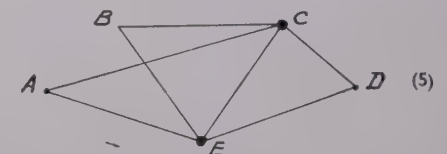
(2)



(3)



(4)



(5)

FIG. 53.

$$\text{On a donc bien : } N = 1 + 2(n - 2) = 2n - 3.$$

En (1) et (3) au contraire on a choisi un nœud qu'on relie aux $n - 1$ autres et on relie ces $n - 1$ autres nœuds par un contour extérieur formé par conséquent de $n - 2$ barres; on a donc encore $N = (n - 1) + (n - 2) = (2n - 3)$ barres.

Si l'on avait $N < (2n - 3)$ barres le système serait certainement déformable, il suffit sur les schémas ci-dessus d'enlever une barre quelconque pour s'en convaincre.

Si l'on avait $N > (2n - 3)$ barres et si le système est indéformable on a certainement affaire à un système à barres surabondantes, il suffit sur les schémas ci-dessus d'ajouter une barre quelconque.

Mais un système à $N = (2n - 3)$ barres peut être surabondant dans une de ses parties et déformable dans une autre, tel est le cas du schéma figure 54, lequel comporte 7 nœuds et $2 \times 7 - 3 = 11$ barres alors qu'il reste déformable dans son quadrilatère C, D, E, F, et qu'il devient surabondant dans son quadrilatère B, C, F, G; on le rendrait strictement indéformable en transportant la barre GC en FD. Autrement dit la condition $N = 2n - 3$ est nécessaire mais n'est pas suffisante.

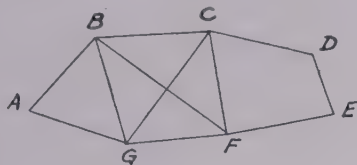


FIG. 54.

On appelle *nœud simple* un nœud auquel n'aboutissent que deux barres, *nœud multiple d'ordre p* un nœud auquel aboutissent $p + 1$ barres.

Sur le schéma ci-contre (fig. 55), A et E sont des nœuds simples; B, C, F, G, H sont des nœuds d'ordre 2; D est un nœud d'ordre 5; I est un nœud d'ordre 4.

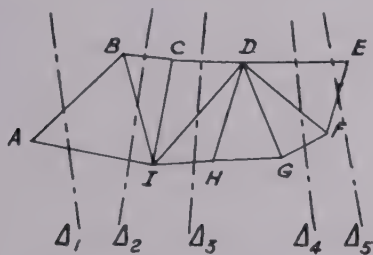


FIG. 55.

Un schéma est dit à *nœuds canoniques* lorsqu'il possède au moins un nœud simple et qu'il reste tel lorsqu'on supprime les deux barres aboutissant à ce nœud.

Le schéma figure 55 est à nœuds canoniques; la suppression de AB et de AI laisse un nœud simple en B; puis celle de BC et de BI, laisse un nœud simple en C, et ainsi de suite.

Celui représenté figure 56, par contre, n'est pas à nœuds canoniques, puisque, après suppression des barres AB et AG, on se trouverait en présence des nœuds B et G, tous deux d'ordre 2.

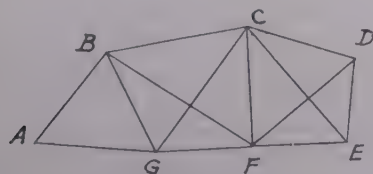


FIG. 56.

Supposons maintenant une droite Δ mobile située dans le plan d'un schéma et faisons-la mouvoir de telle manière qu'elle ne rencontre jamais deux sommets à la fois. Cette droite détermine des systèmes de *sections normales*. Ces sections sont dites *simples* lorsqu'elles ne rencontrent que deux barres, ou *trois barres non concourantes* toutes les trois en un même point (mais pouvant être concourantes deux à deux). Nous dirons qu'un schéma strictement indéformable possède un système de *sections canoniques* si l'on peut déterminer dans ce schéma au moins une section normale simple et si les deux parties qui restent, après suppression des barres coupées par la section considérée, jouissent chacune de la même propriété.

On appelle (fig. 57) *schéma réticulaire* ou *canevas simplement triangulé* un schéma qui résulte de la juxtaposition d'un certain nombre de triangles de façon telle qu'en partant d'un point initial, sommet G_2 d'ordre 2 voisin d'un nœud simple, on puisse décrire, en se dirigeant sur ce nœud simple G_0 , successivement, sans interruption ni solution de continuité, tous les côtés des triangles constituant le schéma.

Considérons le schéma de la figure 57. Partons du nœud G_2 et dirigeons-nous vers G_0 , nous pourrions suivre tous les côtés des triangles du schéma dans l'ordre où nous les avons numérotés pour aboutir au nœud G_{14} . Nous adopterons les notations de M. Pigeaud qui nous paraissent extrêmement commodes et évitent toute ambiguïté.

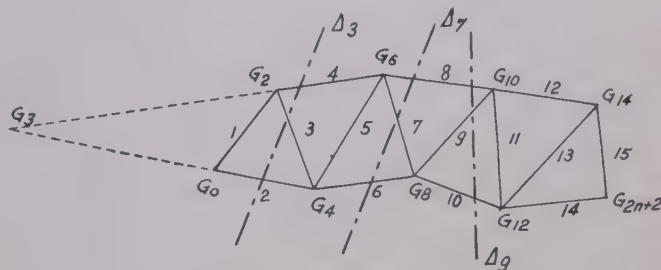


FIG. 57.

Si le nombre des triangles est n , le nombre des barres est égal à $2n + 1$ (trois barres pour le premier triangle et deux pour chacun des $n - 1$ suivants). Le nombre des nœuds est $n + 2$ (trois pour le premier triangle et un pour chacun des $n - 1$ autres).

Toutes les barres portant des *numéros impairs*, à l'exception de la première et de la dernière, appartiennent à deux triangles adjacents et sont *intérieures* au schéma. On les appelle *diagonales* ou *barres de triangulation*.

Toutes les barres portant des *numéros pairs* ainsi que la première et la dernière n'appartiennent qu'à un seul triangle et font partie du *contour extérieur*. On les appelle les *membrures*.

Chaque barre de numéro *impair* (diagonale) définit une *section normale simple* (voir fig. 57, les droites Δ_3 et Δ_7). Si cette diagonale porte un numéro p les deux autres barres coupées par la droite Δ_p portent les numéros $p - 1$ et $p + 1$, c'est-à-dire que les deux autres barres l'encadrent dans l'ordre de numérotage. Une même membrure peut être coupée par deux sections rattachées aux deux diagonales qui l'encadrent dans l'ordre de numérotage (voir fig. 57, la membrure 8 coupée par les droites Δ_7 et Δ_9).

Ceci défini, on appelle *sommet opposé à une barre* le point de concours des deux autres barres coupées en même temps qu'elle par une section normale. Le sommet opposé à 8 sera le point de concours de 7 et 6 si on considère la droite Δ_7 , et celui de 9 et 10 si on considère la droite Δ_9 . Comme ce point est le même, on en déduit qu'il est le point de concours des barres 7 et 9 c'est-à-dire des barres qui encadrent 8 dans l'ordre de numérotation. Ce sommet opposé sera noté par la lettre G affectée d'un indice égal au numéro de la barre, soit G_8 en l'espèce.

On voit de même, et cette fois directement, pour le cas d'une diagonale, 3 par exemple, que G_3 est le point de concours de 2 et de 4.

Les nœuds opposés à une membrure sont des *nœuds réels* du schéma.

Les nœuds opposés à une diagonale sont des *nœuds fictifs*.

On pourra toujours ramener un schéma non réticulaire formé de la juxtaposition de triangles à un schéma réticulaire en substituant aux diagonales qu'il faut parcourir deux fois, au cours du trajet défini plus haut, des triangles infiniment plats. Autrement dit, en *dédoublant les diagonales* on résout les nœuds d'ordre supérieur : l'exemple figure 58 montre comment par dédoublement des barres 5/7 et 13/15 on amène le schéma (1) au schéma réticulaire (2).

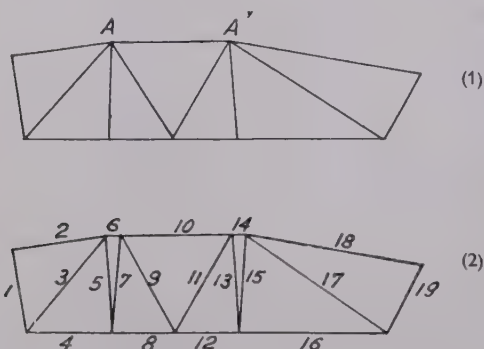


FIG. 58.

B — Recherche des efforts dans les barres.

Deux méthodes s'offrent à nous pour la recherche des efforts dans les barres d'un schéma *strictement indéformable* soumis à un système de forces appliquées et dont on aura, au préalable, déterminé les réactions des appuis.

1° Méthode des Sections ou de Ritter.

Cette méthode permet la détermination des efforts dans les barres des schémas strictement indéformables à sections normales canoniques. C'est une méthode analytique.

Soit le schéma strictement indéformable $G_0 G_1$ (fig. 59) et une droite Δ_p qui détermine dans le schéma une section normale simple qui coupe les trois barres p , $p+1$ et $p-1$. Ce schéma est soumis au système de forces F , F' , etc..., et

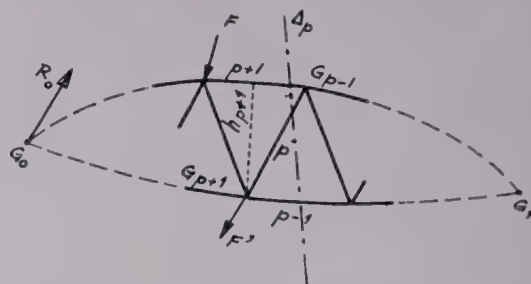


FIG. 59.

nous avons au préalable déterminé les réactions des appuis, dont R_0 . Isolons par la pensée le tronçon situé à gauche de la section normale Δ_p . Ce tronçon est en équilibre sous l'action des forces appliquées à gauche y compris la réaction d'appui R_0 et sous l'action des *trois tensions* (1) des barres $p+1$, p et $p-1$. Supposons qu'on veuille calculer la tension de la barre $p+1$. L'une des équations d'équilibre du tronçon de gauche sera l'expression de l'égalité du moment des forces appliquées à ce tronçon (y compris la réaction d'appui) avec celui des trois tensions par rapport à un point quelconque du plan du schéma. Si on choisit le point G_{p+1} , nœud opposé à la barre $p+1$ comme centre des moments, les tensions des barres p et $p-1$ donnent un moment nul en G_{p+1} , puisque ces barres passent par ce point; et le deuxième membre de l'égalité des moments ne comportera qu'une inconnue, la tension de la barre $p+1$. Si on appelle $M_{G_{p+1}}$ le moment des forces appliquées à gauche de la section Δ_p par rapport au point G_{p+1} , t_{p+1} la tension de la barre $p+1$, et h_{p+1} la distance de cette barre au nœud opposé G_{p+1} , on écrira :

$$M_{G_{p+1}} = t_{p+1} h_{p+1}$$

d'où l'on a immédiatement :

$$t_{p+1} = \frac{M_{G_{p+1}}}{h_{p+1}}$$

d'où la *règle* : « Pour obtenir la tension dans une barre coupée par une section normale simple, on divise le moment (par rapport au nœud opposé à la barre considérée), des forces appliquées au tronçon de gauche déterminé par cette section par la distance de cette barre au même nœud ».

On voit que cette méthode n'est pas restrictive au seul cas des schémas strictement indéformables à sections normales canoniques, mais peut être étendue à un schéma indéformable même surabondant pourvu qu'on puisse y déterminer une section normale simple, c'est-à-dire, ne coupant que trois barres.

Elle est générale et permet dans les systèmes à sections canoniques la recherche des efforts dans toutes les barres. Elle n'est pratiquement employée que pour les barres membrures et ceci pour cette raison que les nœuds opposés à ces

(1) On appelle tension, ici, l'effort dans la barre qui peut être une traction ou une compression de cette barre.

barres sont des nœuds réels de la poutre bien déterminés géométriquement.

Pour une barre diagonale, dont le nœud opposé est un nœud fictif : point de concours des deux barres (membrures) qui l'encadrent dans l'ordre de numérotage, son application est plus délicate et peut conduire à des calculs longs et laborieux si l'on veut déterminer analytiquement les coordonnées de ce nœud opposé. Elle est même en défaut lorsque les barres membrures en question sont parallèles, le nœud opposé étant rejeté à l'infini. Aussi pour le calcul de la tension t_p d'une diagonale, la barre p , par exemple, (fig. 59) déterminera-t-on au préalable la tension des barres $p + 1$ et $p - 1$, puis, ces deux tensions étant connues, on exprimera l'équilibre du tronçon de gauche à l'aide d'une des deux équations de projection, celle sur l'axe vertical de coordonnées par exemple; et on écrira que la somme des projections, sur cet axe, des forces connues (forces appliquées, réaction d'appui et tensions connues de la barre $p + 1$ et de la barre $p - 1$) est égale et opposée à la projection de la tension inconnue de la barre p sur ce même axe.

L'application de cette méthode demande beaucoup d'attention quant aux signes à adopter dans le calcul du moment. Sur la figure 59 par exemple on voit qu'une force telle que R_0 , qui donne par rapport à G_{p+1} un moment tournant dans le sens des aiguilles d'une montre, tend à comprimer la barre $p + 1$, alors qu'une force F telle qu'elle est représentée tend à tendre cette même barre. On pourrait évidemment affecter un sens bien déterminé pour les moments positifs et un signe pour les tensions ainsi que pour les hauteurs telles que h_{p+1} , comme le fait M. Pigeaud, suivant que le sommet G est situé à gauche ou à droite d'un observateur qui parcourt successivement toutes les barres du schéma dans leur ordre de numérotage. Ceci nous paraît superflu pour le but que nous nous proposons et le lecteur qui voudra approfondir cette question se reportera avec fruit à son ouvrage déjà cité (p. 539).

Il nous suffira d'appliquer les principes exposés ci-dessus, et la plupart du temps l'application de cette dernière méthode n'interviendra que pour le calcul de vérification de quelques barres dans une épure graphique, ou pour lever une indétermination soulevée au cours de l'exécution d'une telle épure comme nous le verrons plus loin.

2^e Méthode des nœuds ou de Crémone.

Dans cette méthode on considère un nœud quelconque G d'ordre 3, (c'est-à-dire, auquel aboutissent quatre barres, ainsi qu'on l'a vu page 540) d'un schéma à sections canoniques (fig. 60) comprenant les barres 1, 2, 3 et 4. Ce nœud est en équilibre sous l'effet de la force extérieure qui lui est appliquée F et des tensions dans les barres F_1, F_2, F_3, F_4 . En particulier, en prenant deux axes quelconques on devra avoir les deux conditions d'équilibre (les forces étant concourantes) : somme des projections nulle sur chacun des deux axes. Ou bien, en parlant un langage statigraphique, un polygone dynamique des forces, établi en partant d'un point O , doit se fermer sur ce même point (fig. 60). Il sera donc possible de déterminer l'intensité et le sens des forces F_3 et F_4 par exemple si l'on connaît l'intensité et le sens des forces F_1 et F_2 . Or, le schéma étant à sections canoniques, ces forces pourront être déterminées soit par la méthode des sections étudiée ci-dessus, soit par l'étude des

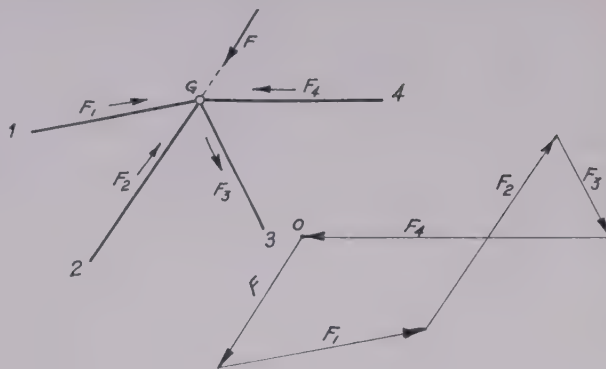


FIG. 60.

nœuds précédant celui en question, puisqu'on pourra toujours partir d'un nœud simple et appliquer de proche en proche aux nœuds suivants les résultats obtenus. Il est possible de traiter analytiquement le problème en rapportant les inclinaisons de chaque barre et des directions des forces appliquées à un système d'axes de coordonnées et en écrivant les équations d'équilibre des projections des forces sur ces axes. C'est une méthode laborieuse et qui prête à beaucoup d'erreurs de calcul. Il est beaucoup plus aisé de traiter le problème graphiquement, et les résultats sont suffisamment précis eu égard au but à atteindre. Considérons le schéma à sections canoniques de la figure 61, soumis aux forces directement appliquées F_1, F_2, \dots, F_6 . Supposons que nous ayons au préalable déterminé les réactions des appuis R_0 et R_1 . Nous partirons alors d'un nœud simple, celui où est appliquée la force F_1 par exemple, ou celui où agit la force R_1 . On pourra alors déterminer les efforts dans les barres 1 et 2 [dynamique (a)], ou dans les barres 11 et 10 [dynamique (b)]. La suppression des barres 1 et 2 découvre un nouveau nœud simple au droit de l'application de la force F_2 , et on peut résoudre ce nœud sollicité par la force F_2 et la tension trouvée pour 1. On a alors les tensions des barres 3 et 4 [dynamique (c)]. Puis la suppression des barres 3 et 4 découvre le nœud simple où agit R_0 . Ce nœud est sollicité par les forces R_0 et F_6 et par les tensions connues des barres 2 et 3; on peut donc trouver les efforts dans les barres 5 et 6, et ainsi de suite de proche en proche. On pouvait de même connaissant la tension de 11 et la force F_4 déterminer les efforts dans 8 et 9; puis connaissant alors les tensions de 9 et 10 et la force F_5 déterminer celles des barres 6 et 7; ceci dit pour montrer qu'on pouvait partir aussi bien de la droite que de la gauche.

Examinons maintenant deux dynamiques successifs (a) et (c) par exemple (fig. 61) correspondant à deux nœuds pris dans l'ordre suivi pour la recherche des efforts dans les barres. Ces deux figures présentent chacune un vecteur représentant l'effort qui sollicite la barre 1 commune aux deux nœuds. L'idée est donc venue de superposer tous les dynamiques en une seule épure. C'est ce qu'on appelle l'épure de Crémone. L'exécution d'une telle épure ne présente aucune difficulté, mais elle demande beaucoup d'attention et il faut s'imposer certaines règles qu'il faut suivre rigoureusement :

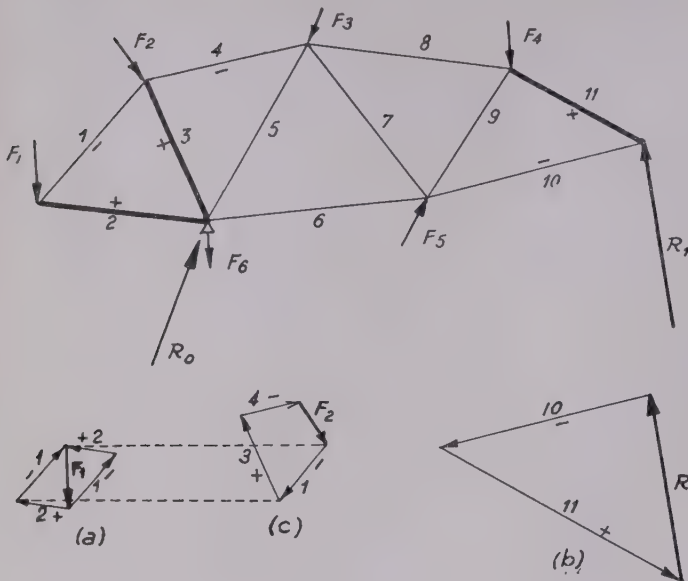


FIG. 61.

1° Tracer (fig. 62) le plus exactement possible le schéma qu'on se propose d'étudier.

2° Numéroté les barres de ce schéma suivant les indications que nous avons données, l'ordre étant celui dans lequel on suit tout le schéma d'un trait continu, sans interruption, en partant d'un nœud d'ordre 2 (3 barres) G_2 pour se diriger vers un nœud simple (2 barres) G_0 .

3° Mettre en place sur ce schéma et extérieurement à son pourtour les lignes d'action des forces appliquées et des réactions d'appui préalablement déterminées en direction, sens et intensité. L'ensemble de ce système de forces est en équilibre.

4° Adopter un sens conventionnel de rotation, qu'on conservera pour toute l'épure, par exemple le sens de marche des aiguilles d'une montre, sens fixant l'ordre dans lequel tournant autour d'un nœud, on rencontrera les forces agis-

sant à ce nœud (forces dans les barres et charges appliquées ces dernières étant appliquées extérieurement au schéma).

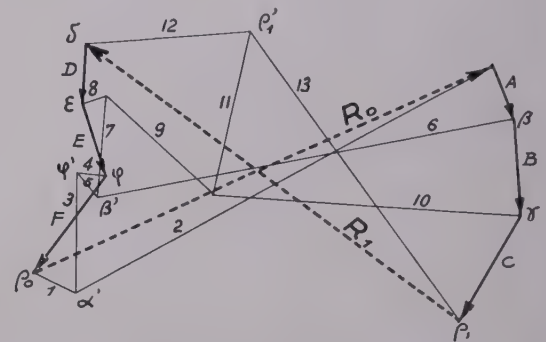
5° Adopter des signes conventionnels pour le sens des efforts dans les barres, + pour les compressions, par exemple, et — pour les tractions.

Exécution de l'épure.

Reportons-nous maintenant pour l'exécution de l'épure de Crémone à la figure 62. On commence par construire, à une échelle des forces donnée, un *polygone des forces* appliquées, y compris les réactions d'appui, en les suivant dans l'ordre où on les trouve en tournant dans le sens convenu autour du schéma, et en partant d'un nœud simple, celui G_0 où agit R_0 en l'espèce.

Ce *polygone des forces*, ou *dynamique des forces*, partira de ρ_0 , origine de R_0 , puis de l'extrémité on portera en α la force A, puis en β la force B, en γ la force C, en ρ_1 la force R_1 , en δ la force D, etc. Le système étant en équilibre, la dernière force F ayant son origine en φ doit aboutir en ρ_0 .

1° Ceci fait on considérera le nœud simple G_0 . A ce nœud agit la force R_0 , elle se décompose en deux forces concourantes agissant dans les barres 2 et 1 (ordre dans lequel on



Épure de Crémone.

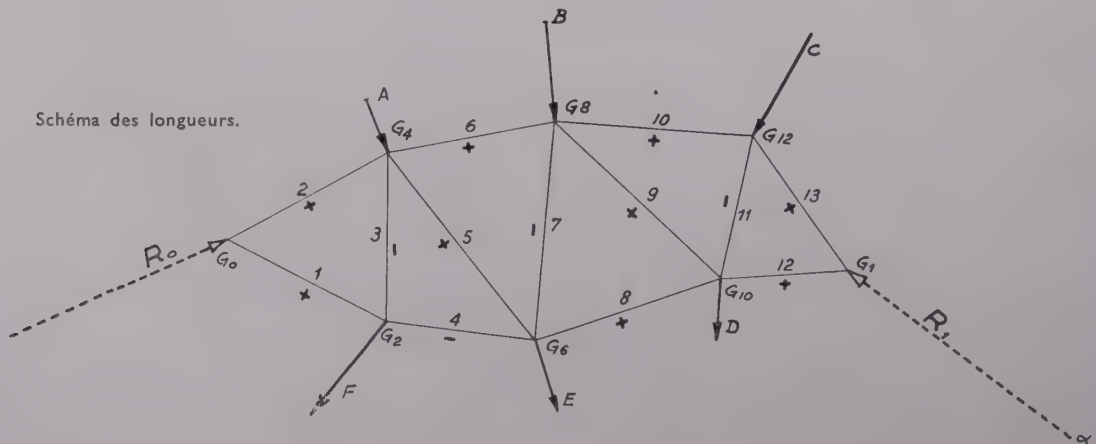


FIG. 62.

les trouve en tournant autour du nœud dans le sens convenu). Sur le dynamique, donc, par l'extrémité α de R_0 on mènera une parallèle 2 à la barre 2 et par l'origine ρ_0 de R_0 une parallèle à la barre 1. En suivant le contour de ce premier triangle, qui traduit géométriquement l'équilibre du nœud, on effectue le trajet $\rho_0\alpha$ (sens de la force R_0), puis $\alpha\alpha'$ (ce qui montre que la barre 2 est comprimée) ⁽¹⁾, puis $\alpha'\rho_0$ (ce qui montre que la barre 1 est comprimée). On inscrit alors, pour se le rappeler, les signes + correspondant à ces efforts.

2° On passe ensuite au nœud suivant G_2 ; c'est le nœud d'ordre multiple qui devient nœud simple après suppression des barres 1 et 2 déjà étudiées. A ce nœud agissent, dans l'ordre de rotation convenu, la force F et la compression de la barre 1 maintenant connue. La résultante de ces deux forces est à décomposer suivant les directions des barres 3 et 4 que l'on rencontre en continuant de tourner dans le même sens. Reportons-nous au dynamique. L'origine de F est en φ et on la parcourt de φ vers ρ_0 puis la barre 1 de ρ_0 vers α' (c'est une compression dirigée vers le nœud). De ce point α' on mène la parallèle $\alpha'\varphi'$ à la barre 3 et la parallèle $\varphi'\varphi$ à la barre 4 pour aboutir à l'origine de F . Le sens de α' vers φ' qu'on doit suivre montre que la force qui agit dans la barre 3 est une traction (elle tire sur le nœud G_2) de même que celui $\varphi'\varphi$ qu'on doit suivre sur l'épure de Crémone montre que la barre 4 est tendue. On note à nouveau ces signes sur le schéma.

3° On passe ensuite au nœud G_4 , lequel devient un nœud simple après suppression des barres déjà étudiées 1, 2, 3 et 4. Ce nœud est sollicité par les forces (-3), ($+2$) et A , et la résultante de ces forces est à décomposer suivant les barres 6 et 5 (ordre conventionnel de rotation autour de G_4). L'origine sur l'épure de Crémone sera donc en φ , et le contour à suivre sera $\varphi'\alpha'\alpha\beta$ puis $\beta\beta'$ parallèle à la barre 6 et $\beta'\varphi'$ parallèle à la barre 5. Le sens $\beta\beta'$ montre que la barre 6 est comprimée (noter + sur le schéma) le sens $\beta'\varphi'$ montre que la barre 5 est comprimée (noter + sur le schéma).

4° On passe alors au nœud G_6 et ainsi de suite.

On remarque déjà qu'on suit les nœuds dans leur ordre de numérotage : G_0, G_2, G_4, \dots

On arrivera ainsi au nœud G_{12} en connaissant alors les forces qui agissent dans les barres 11 et 10 et la force C . La résultante doit alors être directement opposée à la force de la barre 13, ce qui fournit une condition dite « de fermeture de l'épure ». Sur l'épure de Crémone la ligne figurant la tension de la barre 13 partant de ρ_1 extrémité de la force C et parallèle à la barre 13 du schéma doit aboutir au point ρ'_1 , origine de la force de la barre 11 déjà connue, sinon l'épure comporte ou un défaut de précision dans le parallélisme des différentes constructions effectuées (l'écart est alors peu important) ou une erreur dans le sens des forces (et l'écart de fermeture est très grand, si toutefois on a pu par un heureux concours de circonstances amener l'épure jusque là). Cela peut provenir aussi d'une erreur qui se serait glissée dans la détermination des réactions d'appui.

On vérifie enfin automatiquement pour le nœud G_1 que les forces dans les barres 12, 13 et la réaction R_1 sont en équilibre.

Pour compenser l'écart de fermeture dû à une imperfection des constructions géométriques successives on peut partager le schéma en 2, commencer par le nœud G_0 pour la moitié de gauche pour étudier G_2, G_4 et G_6 , puis commencer par le nœud G_1 pour la moitié de droite pour étudier dans l'ordre G_{12}, G_{10} et G_8 . Il faut alors évidemment retrouver le même résultat pour les barres 6, 7 et 8 du schéma.

L'observation de l'épure ci-dessus nous montre que :

1° Les forces qui agissent dans les trois barres formant un triangle du schéma 5, 6, 7 par exemple ou 7, 8, 9 sont concourantes sur l'épure de Crémone.

2° Nous savons, puisque c'est la traduction de l'équilibre d'un nœud, que toutes les forces qui agissent à ce nœud forment sur l'épure de Crémone un contour fermé $E, 4, 5, 7, 8$ ou $B, 10, 9, 7, 6$ par exemple.

3° A l'origine d'une force appliquée à un nœud aboutit sur l'épure, la ligne correspondant à la barre qui la précède dans le sens de rotation adopté : en β origine de B aboutit la force de la barre 6; en ε origine de E aboutit la force de la barre 8, et ainsi de suite. Toutes les barres du contour extérieur du schéma aboutissent donc à des sommets du dynamique des forces dans l'épure de Crémone.

4° Les barres intérieures 3, 5, 7, 9, 11 forment dans l'épure une ligne polygonale et relient les lignes qui les encadrent dans l'ordre de numérotage : 3 relie 2 à 4; 5 relie 4 à 6; 7 relie 6 à 8, et ainsi de suite.

On tire de cette remarque une possibilité de faire l'épure directement. De l'origine de chaque force appliquée à un nœud on mène une parallèle à la barre du contour extérieur qui la précède en tournant autour de ce nœud ⁽²⁾. On a déjà ainsi le point d'intersection α' des barres 2 et 1. De ce point on chemine de proche en proche (suivant 3, 5, 7, 9, 11) en menant 3 jusqu'à son intersection avec 4, puis 5 jusqu'à son intersection avec 6, puis 7 jusqu'à son intersection avec 8, et ainsi de suite. La condition de fermeture est la même, ρ'_1 intersection de 11 avec 12 doit être sur une parallèle 13 à la barre 13 et aboutissant en ρ_1 .

Remarquons encore que, pour la généralisation de la méthode, nous avons supposé des forces appliquées à tous les nœuds. Pratiquement les charges sont transmises à une poutre, par un système de longerons et d'entretoises, en des nœuds dits « nœuds de charge » situés soit sur le demi-contour des membrures supérieures, soit sur le demi-contour de membrures inférieures. De plus, on néglige le poids propre des barres aboutissant aux nœuds. Il se trouve donc que certains nœuds n'ont pas de force appliquée. L'épure reste néanmoins la même et tout se passe comme si, sur le dynamique des forces, les points correspondant à ces nœuds non chargés (qui se trouvent tous soit sur la membrure supérieure soit sur la membrure inférieure)

⁽¹⁾ Rappelons-nous qu'on considère le nœud isolé du reste du schéma, l'action d'une barre sur le nœud est dirigée vers ce nœud si c'est une compression, elle s'en éloigne au contraire si c'est une traction.

⁽²⁾ On mène sur le dynamique les parallèles : à 1 depuis ρ_0 , à 2 depuis α , à 6 depuis β , à 10 depuis γ , à 13 depuis ρ_1 , à 12 depuis 8, à 8 depuis ε , à 4 depuis φ .

étaient tous *confondus en un seul* ⁽¹⁾. De ce point seraient
issus tous les vecteurs représentant les tensions dans les
barres membrures correspondantes. *Dans ce cas, le dynamique*
des forces se trouve être le même que celui dont on
fait usage pour la détermination des réactions d'appui, alors
que dans le cas général on doit, pour opérer cette détermi-
nation, construire un dynamique des forces appliquées
seulement.

Remarquons enfin que l'épure de Crémone permet par l'utilisation de l'artifice signalé page 542 (fig. 58) du *dédoublement des barres* et de l'introduction de *membresures fictives*, de résoudre le problème des nœuds d'ordre supérieur à 4 dans un schéma qui ne serait pas, dans toute son étendue, rigoureusement à nœuds canoniques. Il y aura lieu, lors du numérotage des barres, d'en tenir compte.

C — Types usuels de poutres triangulées.

1° **Poutres à schéma réticulaire.** Les différents types de poutres triangulées à schéma réticulaire sont :

a) Les poutres à triangulation *Warren* dont les diagonales sont inclinées symétriquement par rapport à la verticale passant par un nœud. Elles peuvent être à membrures rectilignes parallèles (fig. 63-a) ou à membrures supérieures courbes (fig. 63-b). Dans ces systèmes, et pour des charges uniformément réparties le long de la portée les diagonales à inclinaison positive ⁽²⁾ dans la moitié de gauche : 1, 5, 9

(¹) Ce point est à l'intersection des deux vecteurs réactions sur le dynamique des forces. C'est ce point (fig. 62 bis) que l'on trouve en O sur le dynamique que nous reproduisons ici (de la figure 38 page 35 du fascicule n° 170 de janvier 1951 du M.C.B. 10. — Exemples de calculs de charpentes en bois, première partie), point d'où rayonnent les vecteurs des forces, $\vec{3}$, $\vec{6}$, $\vec{10}$ et \vec{T} qui correspondent au contour de la membrure non chargée.

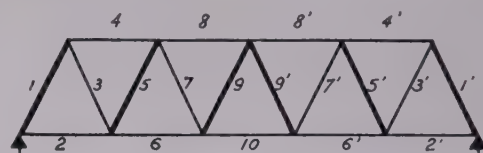


FIG. 63-a.

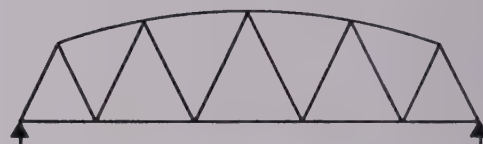


FIG. 63-b.

sont comprimées ainsi que leurs symétriques 1', 5' et 9'; celles à inclinaison négative 3 et 7 sont tendues.

b) Les poutres à triangulation *Pratt*, (fig. 64-a et 64-b) caractérisées par des montants verticaux et par des diagonales à inclinaison négative dans la moitié de gauche; les points de concours de deux diagonales symétriques sont au-dessous de la poutre. Dans ces systèmes, pour la même disposition de charge qu'en a), les diagonales sont tendues

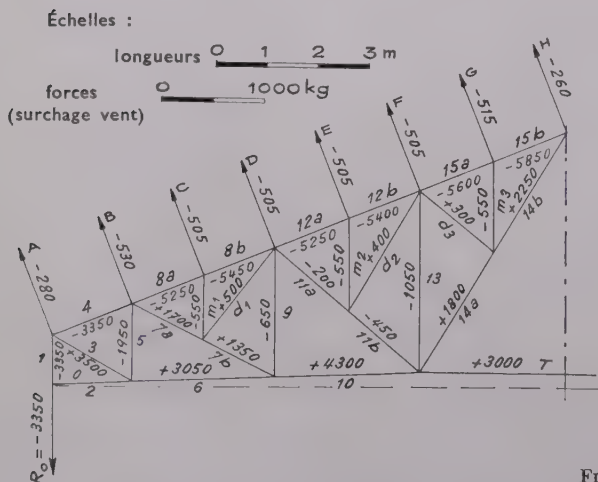
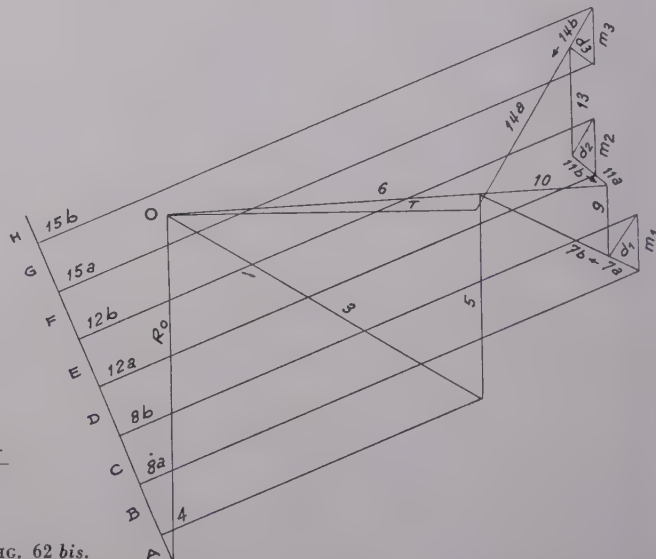


FIG. 62 bis.



(2) On dit qu'une barre est *incliné positivement* lorsque l'angle qu'elle forme avec l'axe horizontal est à tangente positive et inclinée négativement lorsque cet angle est à tangente négative. Pour être plus rigoureux dans nos définitions, considérons un poutre soumise à un effort tranchant T, positif ou négatif d'après les calculs. Cet effort tranchant provoque, s'il est positif, une réaction d'appui de gauche dirigée de bas en haut et, s'il est négatif, une réaction d'appui de gauche dirigée de haut en bas (tendance au soulèvement). Cette réaction, force appliquée au nœud d'appui, si elle est positive comprime donc une diagonale à inclinaison positive et tend une diagonale à inclinaison négative. D'une manière générale et dans un panneau quelconque un *effort tranchant positif* (c'est-à-dire dirigé de bas en haut) donne *dans une diagonale à inclinaison positive* un effort positif (*compression*) et inversement. C'est une règle facile à retenir.



FIG. 64-a.

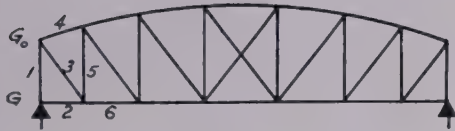


FIG. 64-b.

et les montants comprimés. Ces poutres peuvent être à membrures rectilignes parallèles ou à membrures supérieures courbes. Lorsque le nombre de panneaux est *impair*, le panneau central comporte une contre-barre et affecte la forme d'une *croix de Saint-André*. Il en est souvent de même du groupe des panneaux centraux dans le cas d'un nombre pair de panneaux (fig. 65) lorsque, sous l'effet des charges



FIG. 65.

roulantes se déplaçant le long de la poutre, les diagonales normales seraient sollicitées par des efforts venant à changer de signe, compte tenu des effets dus à la charge permanente. On remarquera que, dans une telle poutre, la réaction d'appui qui agit en G se transmet intégralement dans le cas de charges verticales par l'intermédiaire du montant d'about 1 au point G_0 qui est en réalité le *nœud d'appui réel* du système. La barre 2 ne supporte aucun effort et pourrait être théoriquement supprimée. Même dans les systèmes soumis à des charges verticales elle est cependant *conservée pour assurer la stabilité d'ensemble* de la poutre dans le sens *longitudinal*.

c) Les poutres à triangulation *Howe* caractérisées par des montants verticaux tendus et par des diagonales à inclinaison positive comprimées ; les points de concours de deux diagonales symétriques sont au-dessus de la poutre. Elles peuvent être soit à membrures rectilignes parallèles (fig. 66-a) soit à membrures supérieures courbes ou à hauteur variable (fig. 66-b et 66-c).



FIG. 66-a.



FIG. 66-b.



FIG. 66-c.

d) Les poutres à triangulation en *K* ou en *K renversé* des figures 67-a et 67-b ne sont pas des schémas réticulaires et le premier est seul à nœuds canoniques. Pour trouver les efforts dans les barres on remarquera que, si l'on isole le nœud sur montant, les projections des efforts dans les diagonales sur un axe horizontal perpendiculaire à ce montant doivent être égales et de signes contraires.



FIG. 67-a.



FIG. 67-b.

2° **Poutres complexes.** — On peut, dans les systèmes réticulaires précédents créer des nœuds secondaires aux points susceptibles de recevoir des charges directement appliquées. Ces nœuds secondaires sont alors reliés aux nœuds principaux. Tel est le cas du schéma (fig. 67 bis) dérivé de la poutre Warren simple, où les *nœuds secondaires* A sont reliés aux nœuds supérieurs correspondants, et qui par extension s'appellera poutre *Warren avec montants aux nœuds de charge intermédiaires*.

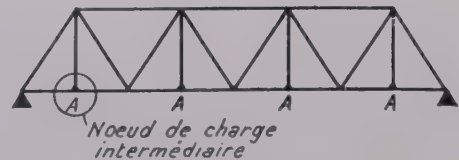


FIG. 67 bis.

Autre exemple encore figure 68 où les nœuds de charge A sont les sommets de mailles triangulaires intérieures.



FIG. 68.

La poutre Pratt et la poutre Howe ont aussi leurs dérivés complexes représentés figure 69 et figure 70.



FIG. 69.



FIG. 70.

On peut encore substituer au tracé rectiligne d'une membrure un tracé polygonal dont les sommets sont rattachés aux nœuds voisins. Telle est la poutre figure 71, que des nécessités constructives peuvent amener à concevoir, dérivée d'un type *Warren* dont la membrure horizontale de la maille centrale est remplacée par une ligne brisée dont les sommets sont en A.

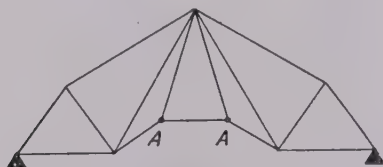


FIG. 71.

La figure 72 représente un exemple de ferme dérivée du type *Pratt* à nœuds secondaires A au-dessous des pannes avec deux dispositions possibles des contre-fiches soutenant les poinçons. La figure 73 qui n'est autre que la ferme du type *Polonceau* est un schéma dérivé de la maille *Warren*.

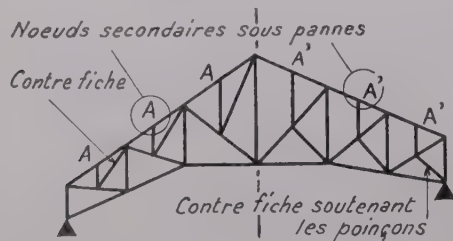


FIG. 72.

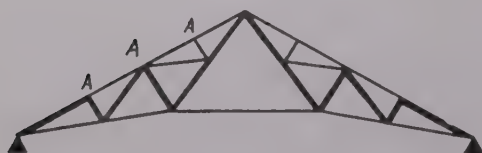


FIG. 73.

Citons enfin le système dit poutre *Fink* (fig. 74). Ce système n'est guère usité à cause de la difficulté que présente l'assemblage à la partie supérieure du montant d'extrémité.

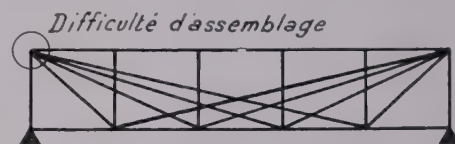


FIG. 74.

3° **Poutres à treillis multiples.** — Si l'on superpose deux ou plusieurs systèmes *Warren* on constitue une poutre à treillis multiples.

La figure 75-a est une poutre à treillis multiple d'ordre 2, superposition de deux systèmes *Warren*; celle représentée sur la figure 75-b l'est d'ordre 4 (superposition de quatre systèmes *Warren* décalés du $\frac{1}{4}$ de la distance entre deux nœuds principaux).

La figure 75-c représente une disposition possible d'une poutre à treillis multiple d'ordre 3 (superposition de trois systèmes *Warren* dont deux rattachés aux nœuds supérieurs d'extrémité A).



FIG. 75-a.



FIG. 75-b.



FIG. 75-c.

Si dans le schéma de la figure 75-a on ajoute des montants au droit des nœuds, on constitue une poutre à *croix de Saint-André* avec montants à tous les nœuds (fig. 76).

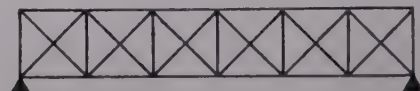


FIG. 76.

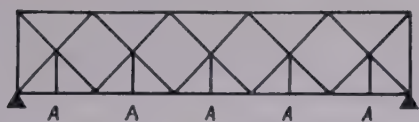


FIG. 77.

On peut aussi dans ce même schéma (fig. 75-a) ajouter des nœuds de charge A intermédiaires sur la membrure inférieure et constituer une poutre à croix de Saint-André avec aiguilles pendantes aux nœuds de croisement des diagonales, (fig. 77).

D. — Calcul des efforts dans les barres des schémas complexes.

Ce calcul ne présente en général aucune difficulté si on adopte quelques hypothèses simplificatrices rationnelles. Il faut d'abord résoudre isolément les nœuds secondaires et tertiaires.

1^o Soit un nœud secondaire A du schéma de la figure 67 bis. S'il est soumis à une force verticale P, cette force P se transmet intégralement au point G par l'intermédiaire du montant AG (fig. 78) (égalité autour du point A des projections sur un axe vertical). La force P devient donc alors une force appliquée au point G.

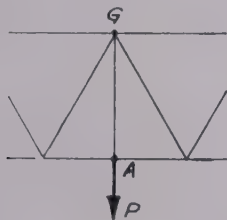


FIG. 78.

2^o Soit un nœud secondaire A de la même poutre sollicité par un effort oblique F (fig. 79). On pourra décomposer cet effort F en deux composantes F_N et F_T , l'une prolongeant la direction du montant, l'autre dirigée suivant l'axe de la membrure. L'effort F_N , comme ci-dessus, est transmis en G par le montant et devient une force extérieure appliquée à ce nœud. L'effort F_T appliqué en A sera reporté :

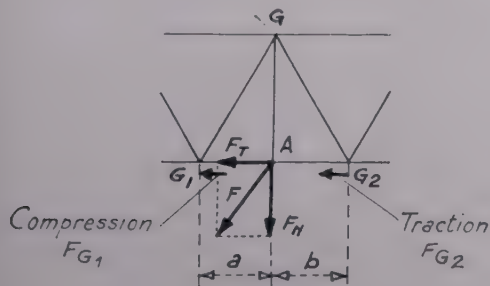


FIG. 79.

$$\frac{F_T}{2} \text{ en } G_1 \text{ et } \frac{F_T}{2} \text{ en } G_2,$$

si a est égal à b, autrement dit si le nœud A est à mi-distance entre G_1 et G_2 . AG_1 sera comprimé et AG_2 tendu. Le raccourcissement du premier devra être égal à l'allongement du second.

Si a est différent de b le problème se complique, il reste soumis à la condition que le raccourcissement de AG_1 soit égal à l'allongement de AG_2 , le point A se déplaçant vers la gauche et G_1 et G_2 étant supposés fixes, hypothèse admissible, car par suite des liaisons tout déplacement absolu de ces points G_1 et G_2 dépend de la déformation principale de l'ensemble des barres du système : il en résulte qu'on peut considérer que la force F localisée en A produit un déplacement relatif affectant uniquement la barre G_1, G_2 .

On aurait donc :

$$\frac{k F_T a}{ES} = \frac{(1-k) F_T b}{ES},$$

en appelant k la part proportionnelle de l'effort F_T prise par la barre AG_1 et $(1-k)$ celle prise par la barre AG_2 , S étant la section de chacune de ces barres supposées de sections identiques. Cette relation qui se simplifie et s'écrit $ka = (1-k)b$ donne :

$$k = \frac{b}{a+b} \quad \text{et} \quad 1-k = \frac{a}{a+b},$$

ce qui fait que la barre AG_1 absorbe un effort :

$$F_{G_1} = F_T \frac{b}{a+b},$$

et la barre AG_2 un effort :

$$F_{G_2} = F_T \frac{a}{a+b}.$$

Ces efforts seront reportés respectivement avec leur sens et leur direction aux nœuds G_1 et G_2 et considérés comme forces extérieures à ces nœuds.

Ce partage de l'effort tangentiel, parallèle aux membrures, peut être appliqué aux nœuds secondaires des schémas : figures 69, 70, 72 et 73.

3^o Voyons maintenant un nœud secondaire du schéma figure 68 auquel est appliquée une force F. Un calcul rigoureux d'un tel schéma serait des plus laborieux mais on peut, avec une approximation suffisante, comme le conseille Résal, considérer le schéma en traits forts (fig. 80) isolé du

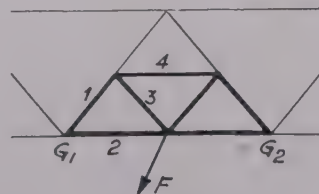


FIG. 80.

reste de la poutre comme une poutre réticulaire posée sur appuis simples en G_1 et G_2 et soumise à l'action de la force F. On obtiendra ainsi deux réactions d'appui en G_1 et G_2 qui seront ensuite considérées comme forces extérieures à ces

nœuds se substituant à F dans le système total. On obtiendra également des efforts dans les barres 1, 2, 3 et 4. Ceux des barres 1 et 2 seront ajoutés algébriquement à ceux qui seront ensuite trouvés dans la résolution du système total. Leurs valeurs exactes seraient peu différentes de celles qui auront été trouvées par cet artifice, car ces valeurs ne dépendent que des réactions reportées en G_1 et G_2 , or ces réactions ne sont pas affectées par la forme choisie pour la maille isolée du reste de la poutre entre G_1 et G_2 . Seules les forces des barres 3 et 4 seront erronées, mais pratiquement cette erreur sera sans importance, car ces barres seront toujours largement dimensionnées par raison de construction. Autrement dit, cela revient à considérer le schéma en traits forts comme un longeron reportant les effets de la force F aux deux nœuds G_1 et G_2 .

On traiterait de même les nœuds secondaires des schémas figures 69, 70, 72 et 73.

Quant au schéma de la figure 71 il est à nœuds canoniques et il peut se traiter graphiquement de façon normale.

E — Calcul graphique des efforts dans les barres des poutres à treillis multiples.

Nous ne parlerons ici, pour la recherche de ces efforts, que de la méthode usuelle employée couramment pour le calcul de tels systèmes et qui fournit avec une approximation très suffisante la valeur de ces efforts.

Il est possible dans quelques cas relativement simples, treillis doubles en croix de Saint-André avec montants par exemple, et moyennant certaines hypothèses quant aux liaisons existant aux points de croisement des diagonales, de calculer les efforts dans les barres avec une rigueur très voisine de l'exactitude absolue. Ces calculs, quoique laborieux, ne sont pas inabordables. Ils sont basés sur l'étude de la déformation d'ensemble d'un tel panneau et consistent à écrire que les déplacements possibles des points C et D par exemple (fig. 81) (appartenant à une même diagonale),

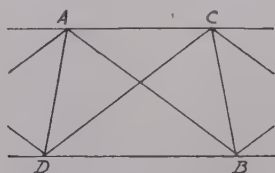


FIG. 81.

par rapport à A et B, (déplacements qui correspondent aux allongements ou aux raccourcissements des barres AB, AC, AD, BC et BD) sont compatibles avec la variation de distance des points C et D qui est fonction de l'effort que subit la diagonale CD. On peut de la sorte écrire un nombre d'équations suffisant, qui adjointes aux équations de la statique, permettent de résoudre le problème. Le lecteur que la question intéresse tout particulièrement trouvera, sur ce sujet, d'amples développements dans le cours de Résistance des Matériaux de M. Bertrand de Fontviolat.

Nous pensons que vouloir traiter ce problème avec exactitude dépasse les besoins de la pratique courante de nos

charpentes. Si dans des cas exceptionnels, comme le fit Léon Boyer pour le projet du viaduc de Garabit, l'Ingénieur peut être amené à se pencher de plus près sur ces problèmes ardu et pénible, là où son audace, étayée par la sûreté de soi-même que lui apporte ses calculs, lui permet de réaliser en toute sécurité des économies de matière importantes, la plupart du temps, dans les types usuels de nos constructions, les gains de cubes ou de poids réalisés ne paieraient pas le temps passé à de telles recherches. Aussi tenons-nous pour satisfaisante et suffisante la méthode approximative qui consiste à décomposer un schéma à barres surabondantes en un certain nombre n de schémas réticulaires qui, superposés, reproduisent le schéma initial, en attribuant à chacun des schémas élémentaires des forces appliquées égales au $n^{\text{ième}}$ des forces appliquées au schéma initial.

Prenons par exemple (fig. 82) le schéma d'une poutre en treillis à croix de Saint-André avec montants soumise aux forces F_1 F_2 F_3 etc... On la décomposera en deux systèmes simples réticulaires I et II, à chacun desquels on appliquera les forces $\frac{F_1}{2}$, $\frac{F_2}{2}$, $\frac{F_3}{2}$, etc... Dans chacun de ces schémas réticulaires on recherchera les efforts dans les barres et on superposera ensuite les résultats.

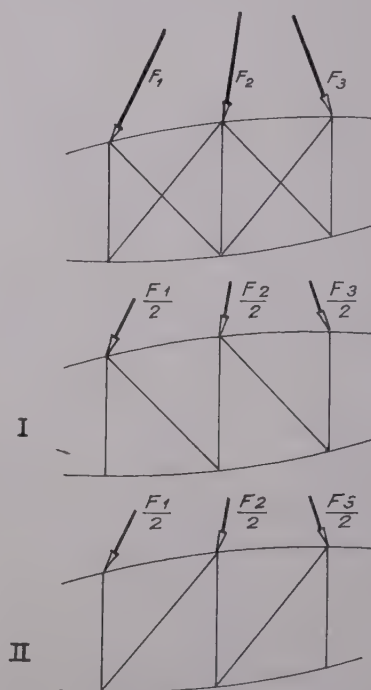


FIG. 82.

On voit bien que cette méthode ne peut être qu'approximative puisque les deux systèmes de forces équivalents $\frac{F_1}{2}$, $\frac{F_2}{2}$, etc. ne peuvent provoquer dans les deux schémas des déplacements rigoureusement égaux des nœuds et qu'en toute rigueur la superposition des deux schémas ne peut s'ef-

fectuer exactement après déformation. Si pour les membrures les résultats sont pratiquement rigoureux, pour les montants ils s'en éloignent notablement. (Comme pratiquement, par raison de construction, ceux-ci sont toujours surabondants, la sécurité de la construction n'est pas en péril.) Pour les diagonales, particulièrement lorsque les diagonales comprimées ont une faible inertie transversale, ils tendent à attribuer aux diagonales comprimées des efforts supérieurs à ceux qu'un calcul exact donnerait. Par contre, les efforts des diagonales tendues seraient sous-estimés. Il est possible alors d'en tenir compte et d'attribuer à ces barres un coefficient de sécurité plus grand en majorant forfaitairement de 10% par exemple les valeurs trouvées.

Un treillis quadruple avec montants à tous les nœuds extérieurs (fig. 83) pourra être décomposé en deux schémas en K et en K renversé I et II, à chacun desquels on appliquera des forces $\frac{K}{2}$.

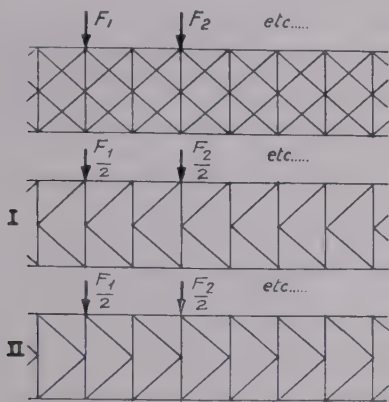


FIG. 83.

Un treillis double ou triple sans montants intermédiaires (fig. 84) pourra être décomposé en deux ou trois schémas II arren simples aux nœuds de chacun desquels on appliquera les forces respectivement afférentes à ces nœuds. On prend

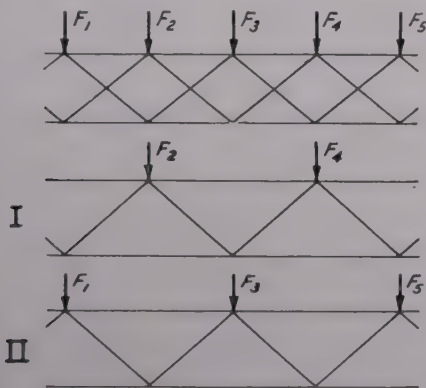


FIG. 84.

dans ce cas plus de liberté encore dans cette décomposition arbitraire et il serait imprudent de réaliser une telle poutre soumise à des charges $F_1 F_2 F_3$, etc..., très différentes les unes des autres ou encore à des charges roulantes en se basant sur ce calcul sommaire, *correct seulement pour différentes charges sensiblement égales ou pour des charges uniformément réparties*. Il est facile de se rendre compte qu'une seule charge, F_1 par exemple, étant appliquée au système donnerait des efforts nuls dans le système II. Cela est sans importance pour les membrures qui seraient calculées malgré tout avec assez d'exactitude, mais tout le système des diagonales du schéma II n'accuserait aucun effort, alors qu'en fait, dans la déformation d'ensemble, les deux systèmes concourent bien à la résistance de l'ensemble.

Dans de tels systèmes soumis à des charges isolées, on est amené à placer au droit des nœuds où sont appliquées ces charges des montants dits « répartiteurs de charge », qui transmettent à chacun des deux nœuds opposés sur la même verticale la charge $\frac{P}{2}$ (fig. 85). Si une telle poutre



FIG. 85.

était soumise à des charges roulantes on serait amené à mettre des montants répartiteurs à tous les nœuds et on retomberait sur le schéma de la figure 82 ou 76.

F — Calcul analytique des efforts dans les barres des poutres à treillis multiples.

Les considérations développées au paragraphe précédent, sur la décomposition des systèmes à treillis multiples en systèmes réticulaires simples superposés, permettent de traiter le problème de la recherche des efforts dans les barres d'une manière très simple dans le cas où les membrures sont parallèles et les diagonales également inclinées sur la normale à la fibre moyenne.

Supposons le système à treillis double à Croix de St-André avec montants (fig. 86), soumis aux forces $F_1 F_2 F_3$ etc... Faisons, au travers du système une section S et isolons le tronçon de gauche suivant la méthode habituelle. Ce tronçon est en équilibre sous l'effet des forces appliquées à gauche de la section, y compris les réactions d'appui, et de la force extérieure représentant l'action résultante du tronçon de droite dont les composantes, nous le savons, sont : M, le moment fléchissant; N, l'effort normal; T, l'effort tranchant, composantes appliquées au point G, centre de gravité de la section S. M, N et T sont donc aussi les composantes de la résultante des quatre tensions existant dans les barres : les deux diagonales et les deux membrures.

Si on veut résoudre exactement le problème, on se heurte encore à l'insuffisance du nombre d'équations de la statique : (trois équations : deux de projection sur la normale et sur la parallèle à la section, une de moments, pour

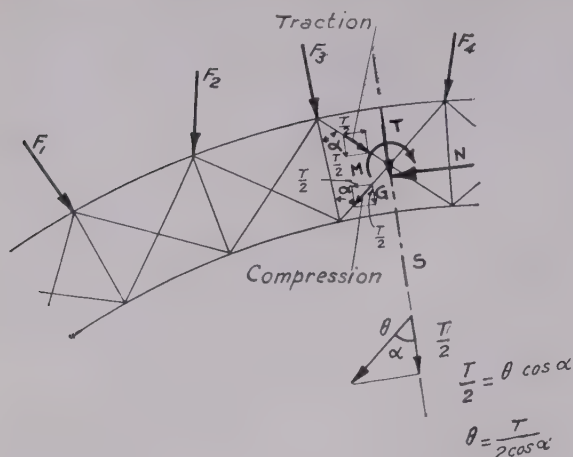


FIG. 86.

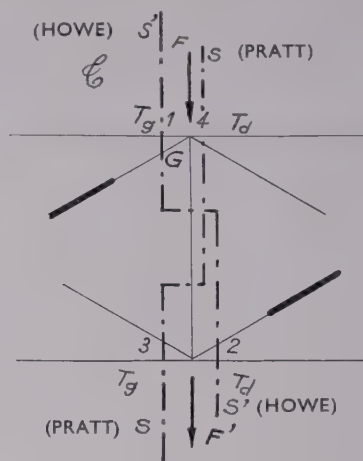


FIG. 87.

4 inconnues). Si l'on fait appel à l'artifice employé au paragraphe précédent, c'est-à-dire si on décompose le système en deux schémas réticulaires à chacun desquels on applique $\frac{M}{2}$, $\frac{N}{2}$ et $\frac{T}{2}$, on trouve, en cumulant les résultats :

$$\text{— effort dans les membrures : } \left[\frac{N}{2} \pm \frac{M}{h} \right];$$

$$\text{— effort dans les diagonales : } \left[\pm \frac{T}{2 \cos \alpha} \right];$$

h est la distance entre lignes moyennes des membrures et α l'angle que forment les diagonales avec la normale à la fibre moyenne. Ce sont des relations remarquablement simples.

Si le système est un treillis quadruple (fig. 75b) on obtient pour les diagonales : $\pm \frac{T}{4 \cos \alpha}$. Si l'ordre du treillis est n , autrement dit si une section S coupe n barres diagonales on obtient : $\pm \frac{T}{n \cos \alpha}$.

Pour la recherche des efforts dans les montants on ferait deux sections différentes S et S' (fig. 87) pour l'étude respective des deux systèmes Pratt (en passant de 3 à 4) et Howe (en passant de 1 à 2) élémentaires et on considérerait l'effort tranchant $\frac{T_g}{2}$ à gauche et $\frac{T_d}{2}$ à droite du nœud G dans chacun des deux systèmes élémentaires. Pour un même montant, suivant qu'on le considérerait comme appartenant à l'un ou à l'autre des deux systèmes, les deux efforts trouvés seraient de signes contraires ⁽¹⁾ et finalement l'effort dans le montant devient $\frac{T_g - T_d}{2}$ ou, en langage clair, la demi variation de l'effort tranchant au passage du montant, en effet :

⁽¹⁾ Puisque le montant de la poutre Pratt est comprimé et le montant de la poutre Howe est tendu.

Si on appelle \mathfrak{T} l'effort tranchant dans le panneau précédant le montant, l'évaluation de T (somme des forces appliquées à gauche de la section) sera, si seule la force F est appliquée au nœud supérieur :

— dans la section S' du système Howe :

$$\frac{T_g}{2} = \frac{\mathfrak{T}}{2}; \quad \text{effort dans le montant : } -\frac{\mathfrak{T}}{2} \text{ (traction) }^{(2)};$$

— dans la section S du système Pratt :

$$\frac{T_d}{2} = \frac{\mathfrak{T}}{2} - \frac{F}{2}; \quad \text{effort dans le montant : } \frac{\mathfrak{T}}{2} - \frac{F}{2} \text{ (compression) }^{(2)}; \quad \text{et l'effort résultant dans le montant est :}$$

$$\frac{\mathfrak{T}}{2} - \frac{F}{2} - \frac{\mathfrak{T}}{2} = -\frac{F}{2}$$

qui est bien la demi-variation de l'effort tranchant au passage du nœud. Cet effort est une traction, la valeur absolue de $\left| \frac{\mathfrak{T}}{2} - \frac{F}{2} \right|$ étant ici inférieure à celle de $\left| \frac{\mathfrak{T}}{2} \right|$.

Si l'on avait une seule force F' appliquée au nœud inférieur, on aurait eu :

— dans la section S' :

$$\frac{T_d}{2} = \frac{\mathfrak{T}}{2} - \frac{F'}{2}; \quad \text{effort dans le montant : } -\frac{\mathfrak{T}}{2} + \frac{F'}{2} \text{ (traction) :}$$

— dans la section S :

$$\frac{T_g}{2} = \frac{\mathfrak{T}}{2}; \quad \text{effort dans le montant : } \frac{\mathfrak{T}}{2} \text{ (compression);}$$

effort résultant dans le montant :

$$\frac{\mathfrak{T}}{2} - \frac{\mathfrak{T}}{2} + \frac{F'}{2} = \frac{F'}{2}. \quad \text{Ce serait ainsi une compression.}$$

⁽²⁾ En supposant que les charges sont toutes égales et que le panneau est voisin de l'appui de gauche, dans la région de la poutre où l'effort tranchant est positif; il est bien évident que si l'effort tranchant était négatif le sens des efforts serait inversé on se trouverait en présence d'un effort de compression dans le montant de la poutre Howe (section S') et de traction dans le montant de la poutre Pratt (section S).

Si l'on avait eu deux forces F et F' , on déduirait que l'effort dans le montant serait :

$$-\frac{F}{2} + \frac{F'}{2} = \frac{F' - F}{2};$$

d'où la règle :

L'effort dans un montant d'une poutre à treillis double en croix de Saint-André est égal (en grandeur et en signe) à la charge appliquée au nœud de la base, moins la charge appliquée au nœud du sommet, le tout divisé par 2 (l'orientation étant celle qui est définie par la note ⁽²⁾ de la page précédente).

On voit que l'étude d'un système à treillis double est assez complexe et nécessite beaucoup d'attention. Il faut surtout bien posséder les conventions de signe faites précédemment pour éviter toute erreur d'interprétation des résultats.

G — Calcul analytique des efforts dans une poutre à treillis en K et en K renversé.

Nous nous étendrons un peu sur ce genre de treillis susceptible de nombreuses applications, en raison des avantages réels qu'il présente au point de vue de la réalisation des assemblages. Nous considérerons d'abord des poutres de ce type à membrures parallèles.

1° Poutre à treillis en K

Le schéma partiel d'une telle poutre est représenté (fig. 88). Il comporte essentiellement des montants verticaux et un système de diagonales partant d'un point situé à mi-hauteur des montants et aboutissant aux nœuds d'attache de ceux-ci sur les membrures parallèles. Il en résulte que

dans chaque panneau les longueurs de ces 2 diagonales sont égales et qu'elles sont également inclinées d'un angle α sur la verticale.

Supposons ce schéma soumis à un système de forces P et P' appliquées aux nœuds. Si au travers d'un panneau on fait une section normale S , cette section coupe 4 barres : 2 membrures et 2 diagonales.

Il semble au premier abord que ce système soit intérieurement hyperstatique puisque, pour déterminer les 4 inconnues que sont les forces agissant dans les 4 barres on ne dispose que de 3 équations. Cette indétermination n'est qu'apparente.

1) Considérons le nœud O . A ce nœud aboutissent les diagonales et les 2 demi-montants. Si on l'isole du reste de la construction (fig. 89) il doit être en équilibre sous l'action des forces agissant dans les 4 barres : F_M et F'_M (dans les montants) F_D et F'_D (dans les diagonales).

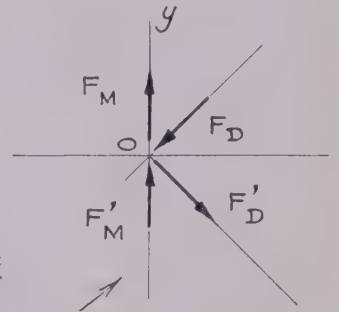
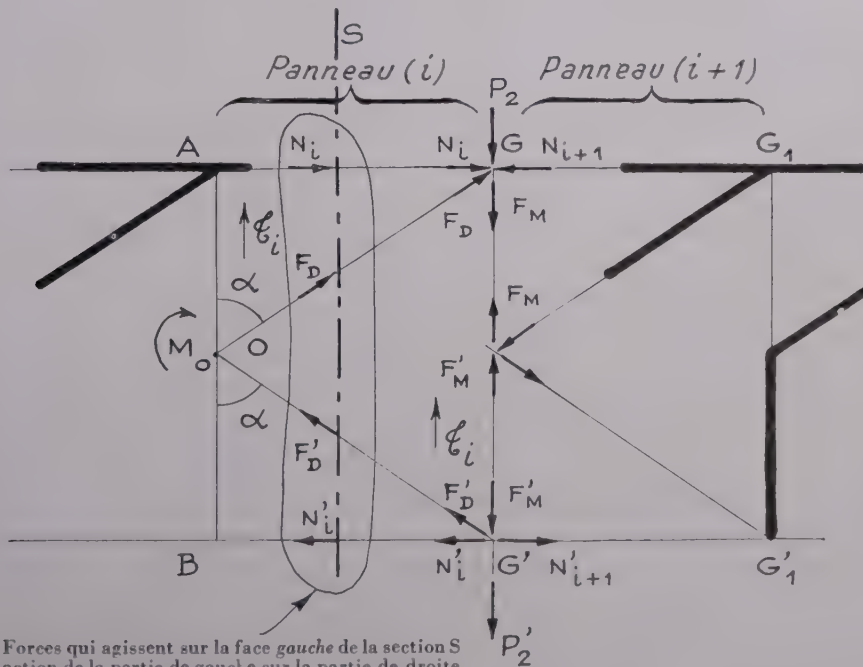


FIG. 89.



Forces qui agissent sur la face gauche de la section S action de la partie de gauche sur la partie de droite de la poutre.

FIG. 88.

On voit immédiatement que, sur un axe horizontal (normal au montant) les projections des forces F_D et F'_D doivent être égales en valeur absolue et de signe contraire (puisque les projections de F_M et F'_M sur cet axe sont nulles), et il en est de même des forces F_D et F'_D elles-mêmes puisque les angles α sont égaux.

Donc :

$$(1) \quad F_D = -F'_D.$$

Le sens de l'une tend à la rapprocher du nœud (compression) le sens de l'autre à l'en éloigner (traction) : elles sont toutes deux ascendantes ou toutes deux descendantes, et leurs projections sur un axe vertical oy sont de même sens.

2) Reportons-nous maintenant dans la section S. La résultante des forces (F_D F'_D N_i N'_i) qui agissent dans les 4 barres (deux diagonales et deux membrures) au travers de la section S (forces qui agissent sur la face gauche de la section et représentent l'action de la partie de gauche de la poutre sur la partie de droite et qui ont par conséquent même résultante et même moment résultant que les forces extérieures situées à gauche de la section) a pour composante tangentielle (dans le plan de la section S), ou résultante des projections de ces 4 forces sur un axe vertical oy , \mathfrak{C}_i l'effort tranchant dans le panneau (i) (somme des forces extérieures à gauche de la section).

On a donc (puisque les projections de N_i et N'_i sur l'axe vertical oy sont nulles) :

$$(2) \quad \text{proj}_{oy} F_D + \text{proj}_{oy} F'_D = \mathfrak{C}_i.$$

Dans la partie d'une poutre sur appuis simples voisine de l'appui de gauche, \mathfrak{C}_i étant positif et dirigé vers le haut, les forces F_D et F'_D sont toutes deux ascendantes [puisqu'on a vu en 1) « in fine » qu'elles sont toutes deux ascendantes ou toutes deux descendantes], et par suite F'_D est une compression (pousse sur le nœud G) donc est positive (d'après les conventions de signe) et F_D est une traction (tire sur le nœud G') donc est négative. L'équation (2) ci-dessus devient donc [puisque F_D et \mathfrak{C}_i sont positifs et F'_D négatif, et compte tenu de (1)] :

$$F_D \cos \alpha - F'_D \cos \alpha = 2 F_D \cos \alpha = -2 F'_D \cos \alpha = \mathfrak{C}_i;$$

d'où :

$$(3) \quad \left\{ \begin{array}{l} F_D = \frac{\mathfrak{C}_i}{2 \cos \alpha} \quad (\text{compression dans la moitié de gauche de la poutre sur appuis simples}) \\ F'_D = -\frac{\mathfrak{C}_i}{2 \cos \alpha} \quad (\text{traction dans les mêmes conditions}) \end{array} \right.$$

3) En projetant de même les forces (F_D F'_D N_i N'_i) sur un axe horizontal ox on a :

$$(4) \quad \text{proj}_{ox} N_i + \text{proj}_{ox} N'_i + \text{proj}_{ox} F_D + \text{proj}_{ox} F'_D = 0.$$

(puisque la résultante des forces extérieures est \mathfrak{C}_i , dont la projection sur ox est nulle).

Mais d'après le paragraphe 1) on a :

$$\text{proj}_{ox} F_D + \text{proj}_{ox} F'_D = 0.$$

En retranchant membre à membre cette dernière équation de l'équation (4) il reste :

$$\text{proj}_{ox} N_i + \text{proj}_{ox} N'_i = 0,$$

c'est-à-dire :

$$(5) \quad \begin{array}{l} N_i + N'_i = 0. \\ N_i = -N'_i. \end{array}$$

Les forces N_i et N'_i dans les membrures sont donc égales en valeur absolue et de sens contraire.

Prenons maintenant la somme des moments par rapport au point O des forces F_D F'_D N_i et N'_i ; puisque F_D et F'_D ont leurs lignes d'action passant par O, leurs moments sont nuls et il reste :

$$N_i \frac{h}{2} - N'_i \frac{h}{2}.$$

(N_i étant une traction, négative par convention, et son moment par rapport à O étant positif, puisqu'il correspond à une rotation dans le sens des aiguilles d'une montre).

Mais cette somme de moments représente le moment par rapport à O dû à l'action de la partie de gauche de la poutre sur la partie de droite, ou moment par rapport à O des forces extérieures situées à gauche de la section S, ou encore le moment fléchissant M_0 dans la section passant par le point O (puisque il n'y a pas de forces extérieures entre cette dernière section et la section S et que le moment par rapport à O de la charge située au droit de la section passant par O est nul); on a donc :

$$N_i \frac{h}{2} - N'_i \frac{h}{2} = M_0$$

ce qui donne en tenant compte de l'égalité (5) :

$$2N_i \frac{h}{2} = -2N'_i \frac{h}{2} = M_0$$

d'où :

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{M_0}{h} \quad (\text{compression dans une poutre sur appuis simples}) \\ N'_i = -\frac{M_0}{h} \quad (\text{traction dans les mêmes conditions}). \end{array} \right.$$

4) Pour le calcul du demi-montant supérieur reportons-nous au nœud G (fig. 90).

Si on isole ce nœud du reste de la construction il doit être en équilibre sous l'action des forces agissant dans les barres (F_D et N_i action de la partie de gauche de la poutre, N_{i+1} action de la partie de droite, F'_M dans le demi-montant supérieur) et de la charge locale extérieure P_2 appliquée au nœud G.

Prenons G' G comme axe oy des ordonnées, et comme (sens positif) celui de G' vers G (ascendant).

L'équation de projection sur oy représentant une condition d'équilibre s'écrit (compte tenu du fait que les projections de N_i et N_{i+1} sur oy sont nulles) :

$$(7) \quad \text{proj}_{oy} P_2 + \text{proj}_{oy} F'_M + \text{proj}_{oy} F_D = 0.$$

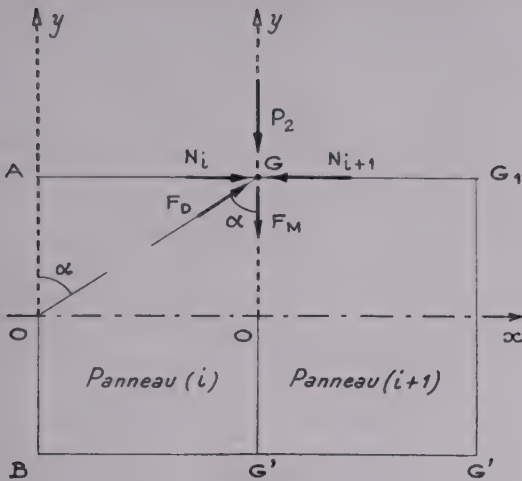
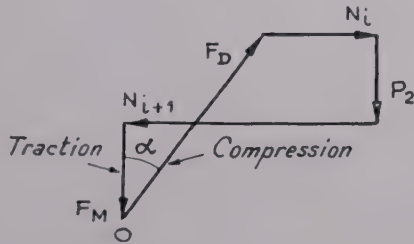


FIG. 90.

Nous supposons que nous sommes dans la *partie de la poutre voisine de l'appui de gauche*, de telle sorte que l'effort tranchant \tilde{Q}_i est positif (dirigé de bas en haut) et que $(\frac{\tilde{Q}_i}{2} - P_2)$ (qui est une fraction de l'effort tranchant dans le panneau $G' G_1 G'_1 G_1$ ou $(i+1)$ est également positif. Le dynamique des forces \overline{F}_M F_D N_i P_2 N_{i+1} se présente sous la forme de la figure 90 bis.

Les forces P_2 et F_M sont donc de même sens (de haut en bas) et F_M est une traction (tire sur le nœud G).



ou sous forme simplifiée

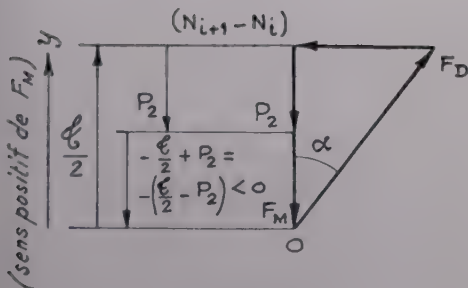


FIG. 90 bis.

Dans l'équation (7) ci-dessus, on a :

$\text{proj}_{oy} P_2 = -P_2$ (car P_2 est positif d'après la convention de signe faite pour les charges, mais sa projection sur oy est négative puisque c'est le sens ascendant qui a été adopté comme positif sur oy).

$\text{proj}_{oy} F_M = F_M$ (puisque c'est une traction, négative par convention, et que sa projection est bien dans le sens négatif adopté sur oy).

$\text{proj}_{oy} F_D = F_D \cos \alpha$, (F_D étant une compression, positive par convention, et sa projection sur oy est bien dans le sens positif adopté).

L'équation (7) s'écrit donc :

$$-P_2 + \overline{F}_M + F_D \cos \alpha = 0,$$

mais : $F_D \cos \alpha = \frac{\tilde{Q}_i}{2}$, d'après les formules (3).

On a donc : $-P_2 + \overline{F}_M + \frac{\tilde{Q}_i}{2} = 0;$

d'où :

$$(8) \quad \overline{F}_M = -\frac{\tilde{Q}_i}{2} + P_2.$$

5. Pour le calcul du demi-montant inférieur reportons-nous de même au nœud G' (fig. 90 ter).

Si on isole ce nœud il doit être en équilibre sous l'action des forces N'_i F'_D F'_M N'_{i+1} agissant dans les barres, et de la charge locale extérieure P'_2 appliquée au nœud G' .

Conservant $G' G$ comme axe des ordonnées oy , prenons ici comme *sens positif* celui de G vers G' (descendant).

L'équation de projection sur oy représentant un condition d'équilibre s'écrit (compte tenu du fait que les projections de N'_i et N'_{i+1} sur oy sont nulles) :

$$(9) \quad \text{proj}_{oy} P'_2 + \text{proj}_{oy} \overline{F}'_M + \text{proj}_{oy} F'_D = 0.$$

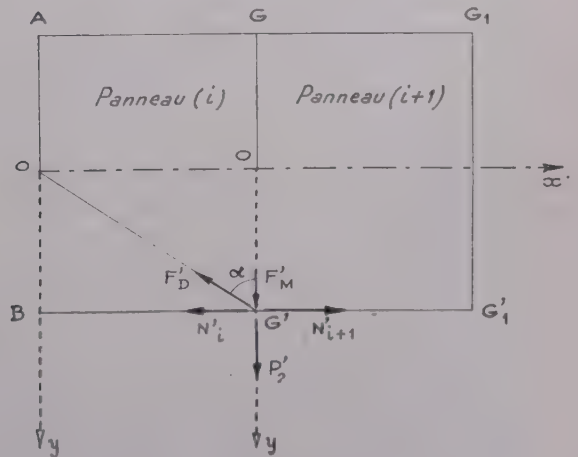


FIG. 90 ter.

Nous supposons toujours que nous sommes dans la partie de la poutre voisine de l'appui de gauche; l'effort tranchant \mathfrak{C}_i est positif et $\left(\frac{\mathfrak{C}_i}{2} - P'_2\right)$ [une fraction de l'effort tranchant dans le panneau G G' G₁ G'₁ ou (i + 1)] est également positif.

Le dynamisme des forces F'_M , N'_{i+1} , P'_2 , N'_i , F'_D se présente sous la forme de la figure 90 quater.

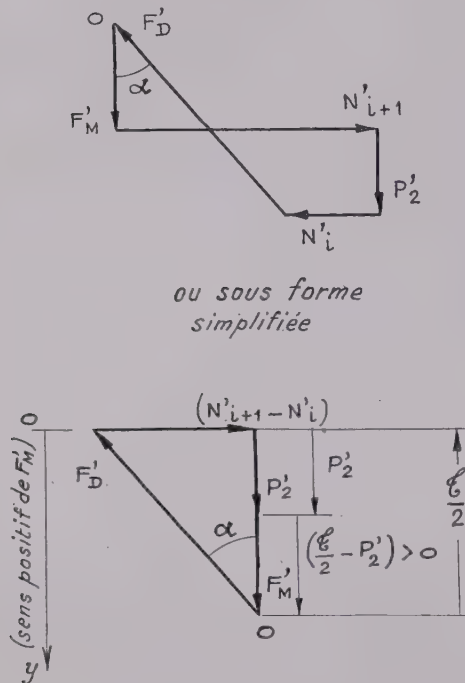


FIG. 90 quater.

Les forces P'_2 et F'_M sont de même sens (de haut en bas) et F'_M est une compression (pousse sur le nœud G').

Dans l'équation (9) ci-dessus, on a :

$\text{proj}_{oy} P'_2 = P'_2$ (car P'_2 est une charge, positive par convention, et sa projection sur oy a le sens descendant adopté comme sens positif).

$\text{proj}_{oy} F'_M = F'_M$ (puisque c'est une compression, positive par convention, et que sa projection est dans le sens positif adopté sur oy)

$\text{proj}_{oy} F'_D = F'_D \cos \alpha$, (F'_D étant une traction, négative par convention, et sa projection sur oy est dans le sens négatif adopté).

L'équation (9) s'écrit donc :

$$P'_2 + F'_M + F'_D \cos \alpha = 0,$$

mais : $F'_D \cos \alpha = -\frac{\mathfrak{C}_i}{2}$, d'après les formules (3),

on a donc : $P'_2 + F'_M - \frac{\mathfrak{C}_i}{2} = 0$,

d'où :

(10)

$$\bar{F}'_M = \frac{\mathfrak{C}_i}{2} - P'_2$$

On peut donc établir la règle suivante :

Dans un treillis en K à membrures parallèles soumis à un système de charges verticales, l'effort N_i dans la membrure supérieure d'un panneau (i) est égal au moment fléchissant du système de forces pris par rapport au point de rencontre des diagonales du panneau considéré, divisé par la distance entre membrures. L'effort N'_i dans la membrure inférieure du même panneau lui est égal en valeur absolue et de signe contraire.

L'effort dans la diagonale supérieure de ce panneau est égal au quotient du demi-effort tranchant dans le panneau par le cosinus de l'angle que fait la diagonale avec la verticale. L'effort dans la diagonale inférieure lui est égal en valeur absolue et de signe contraire.

L'effort dans le demi-montant supérieur qui limite le même panneau à sa droite est égal au demi-effort tranchant dans ce panneau changé de signe $-\frac{\mathfrak{C}_i}{2}$ auquel on ajoute la charge appliquée au sommet du montant.

L'effort dans le demi-montant inférieur qui limite le même panneau à sa droite est égal au demi-effort tranchant $\frac{\mathfrak{C}_i}{2}$ dans ce panneau duquel on retranche la charge appliquée au pied du montant.

La résolution graphique du problème, par épure de Cremona, ne présente aucune difficulté particulière, le nœud théorique d'appui est le premier nœud situé à mi-hauteur du montant d'about, lequel dans sa moitié inférieure, est sollicité par l'intégralité de la réaction d'appui.

2° Poutre à treillis en K renversé (fig. 91).

En traitant le problème de la même manière on voit d'après la figure 91 que l'on a :

$$1) \quad \bar{F}'_D = -\bar{F}'_D, \text{ et :}$$

$$\text{proj}_{oy} \bar{F}'_D + \text{proj}_{oy} \bar{F}'_D = \mathfrak{C}_i;$$

$$\text{donc :} \quad \mathfrak{C}_i = -F'_D \cos \alpha + F'_D \cos \alpha,$$

(puisque F'_D étant une traction est négative par convention), d'où :

Effort dans les diagonales supérieures :

$$F'_D = -\frac{\mathfrak{C}_i}{2 \cos \alpha};$$

Effort dans les diagonales inférieures :

$$F'_D = \frac{\mathfrak{C}_i}{2 \cos \alpha}$$

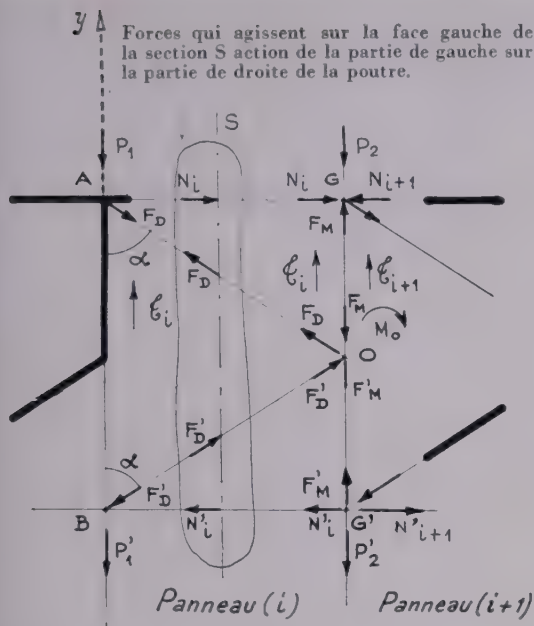


FIG. 91.

(le moment de N'_i étant positif et N'_i , une traction, étant négative) donc on en déduit :

Effort dans la membrure supérieure :

$$N_i = \frac{M_o}{h} ;$$

Effort dans la membrure inférieure :

$$N'_i = -\frac{M_o}{h} .$$

Pour ces deux efforts la règle de calcul établie pour la poutre en K reste donc applicable.

3) enfin d'après la figure 91 bis et le dynamique figure 91 ter on voit que l'on a comme effort dans les demi-montants supérieurs :

$$F_M^- = \frac{\tilde{\mathcal{G}}_i}{2} + P_2 \quad (\text{compression}),$$

et d'après la figure 91 quater et le dynamique figure 91 quinquies on voit que l'effort dans les demi-montants inférieurs a pour valeur :

$$F_M' = -\frac{\tilde{\mathcal{G}}_i}{2} - P'_2 \quad (\text{traction}),$$

Ces efforts sont les mêmes au signe près que ceux établis pour la poutre en K.

2) on a aussi : $\bar{N}_i = -N'_i$,

et, M_o étant le moment pris par rapport au point 0 (point de concours des diagonales coupées par la section S) situé à droite de la section S on trouve :

$$N_i \frac{h}{2} - N'_i \frac{h}{2} = M_o .$$

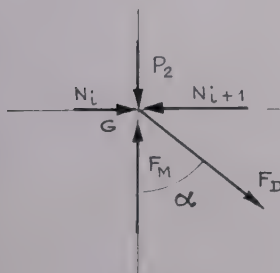


FIG. 91 bis.

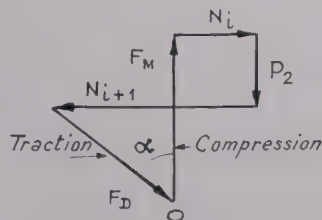


FIG. 91 ter.

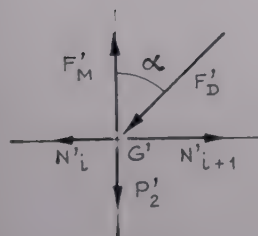
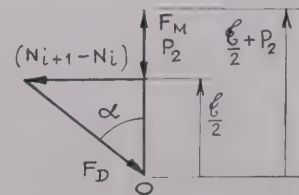


FIG. 91 quater.

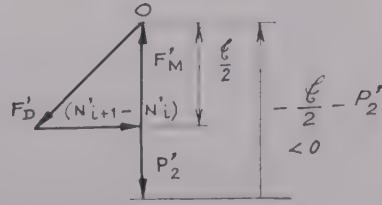
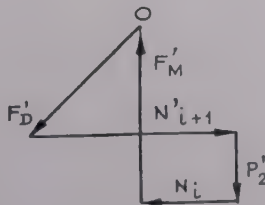


FIG. 91 quinquies.

dans ce panneau $\frac{\tilde{G}_i}{2}$ majoré de la charge appliquée au sommet du montant.

L'effort dans le demi-montant inférieur qui limite un panneau à sa gauche est égal au demi-effort tranchant changé de signe $-\frac{\tilde{G}_i}{2}$ duquel on retranche la charge appliquée au pied du montant.

La solution graphique du problème de la poutre en K renversé (fig. 92) paraît se heurter à un écueil dès le début,

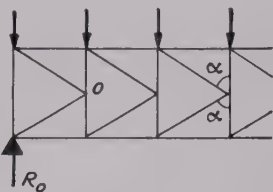


FIG. 92.

puisque pour commencer l'épure de Cremona on ne se trouve nulle part en présence d'un nœud simple ne comportant que 2 barres. Cette impossibilité est levée immédiatement en se basant sur la même remarque que celle faite plus haut : la présence du nœud 0 impose dans les deux diagonales qui y aboutissent des efforts égaux et de signe contraire. On est donc conduit à partager R_0 en deux fractions égales $\frac{R_0}{2}$, l'une appliquée au nœud inférieur, l'autre

transmise par le montant d'about au nœud supérieur, et l'épure se continue ensuite sans difficulté.

On trouve fréquemment, dans des études de pylones par exemple, des triangulations en K reliant des membrures qui ne sont pas parallèles (fig. 93).

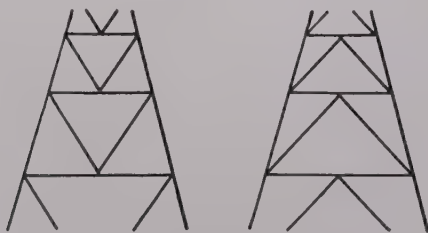


FIG. 93.

Analytiquement, le problème est plus laborieux à résoudre car il fait intervenir l'inclinaison β des membrures.

Il sera plus simple de le résoudre graphiquement en s'aidant des remarques faites ci-dessus.

H — Déformation dans les systèmes triangulés.

Dans un système triangulé strictement indéformable il est possible de déterminer graphiquement, par un procédé qui rappelle un peu l'épure de Cremona, les déplacements

que subissent les nœuds du système. Il est connu sous le nom de *procédé de Williot*. Auparavant nous aurons déterminé dans chaque barre les efforts qui les sollicitent en extension ou compression, puis nous aurons fixé pour chacune de ces barres, en fonction de ces efforts, des limites de contraintes admissibles et des nécessités de construction, les sections qu'elles doivent avoir. Il nous est donc possible de connaître pour chacune d'elles les allongements ou les raccourcissements qu'elles auront après application des charges. Rappelons-nous que si $\pm F$ est l'effort qui sollicite une barre de longueur l , la variation de longueur qu'elle subit est :

$$\Delta l = \mp \frac{Fl}{ES}$$

S'étant la section de la barre et E le coefficient d'élasticité ou module d'Young de la matière qui la constitue. L'interprétation des signes n'est ici qu'une convention, à un effort F positif qui est une compression, ainsi que nous l'avons admis pour le calcul des efforts, doit correspondre un raccourcissement que nous affecterons du signe $-$ et un effort F négatif (traction) correspond un allongement affecté du signe $+$.

1° Voyons d'abord les déplacements du troisième sommet d'un triangle ABC dont les deux premiers A et B sont supposés être des points fixes.

Le côté AB du triangle de longueur c est donc invariable. Les côtés AC ou b et BC ou a subissent respectivement des variations δb et δa de signe quelconque (fig. 94 part

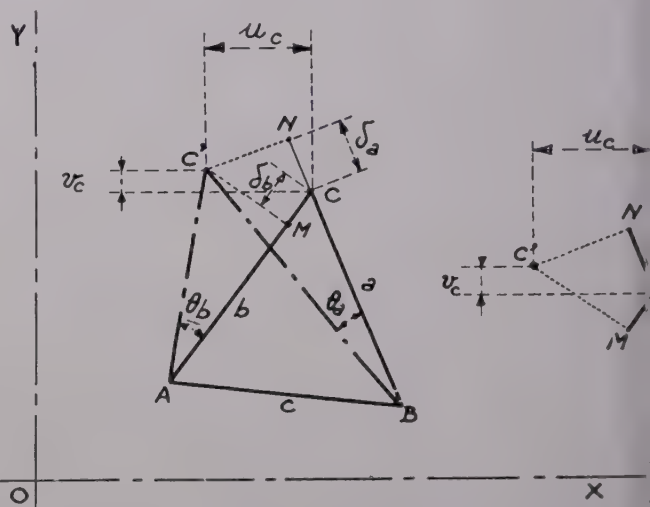


FIG. 94.

de gauche), δb étant sur cette figure un raccourcissement et δa un allongement. Après ces variations de longueur le triangle devrait avoir pour sommet le point C' qui serait géométriquement le point d'intersection de 2 arcs de cercle, le premier de centre A et de rayon $b - \delta b$, le second de centre B et de rayon $a + \delta a$. Il est admissible les angles θ_a et θ_b étant très petits, de confondre ces arcs avec leurs tangentes et de chercher les intersections de MC' perpendiculaire à AB et de NC' perpendiculaire

culaire à BC, ces perpendiculaires se substituant aux arcs de cercle ci-dessus.

Si l'on rapporte la figure à deux axes de coordonnées ox et oy , les déplacements du point C projetés suivant ces axes seront donc u_0 et v_0 . Les déplacements δa et δb étant toujours très petits, il serait malaisé d'opérer sur une figure représentant complètement la maille triangulaire ABC. Ce qu'il importe d'ailleurs de connaître avec plus de précision c'est la partie de cette figure qui avoisine le point C et l'on voit qu'elle est absolument indépendante des points A et B. On pourra donc opérer à grande échelle sur une épure séparée (polygone de droite de la figure), et, partant d'un point C quelconque, porter dans le sens voulu un vecteur δa parallèle à a , un vecteur δb parallèle à b ; mener ensuite aux extrémités de ces 2 vecteurs les perpendiculaires MC' et NC' qui se coupent en C' . Ce point est la nouvelle position de C après déformation des barres AC et BC; on pourra, si on le désire, évaluer les composantes u_0 et v_0 du déplacement.

2° Déplacement du sommet C d'un triangle dont les 3 côtés $AB = c$; $AC = b$; et $BC = a$ subissent des variations de longueur δc , δb , δa , mais dont le point A et la direction du côté AB opposé à C restent fixes.

Le point B est astreint à se déplacer dans la direction AB et vient en B' , la longueur AB' étant égale à $c + \delta c$ (fig. 95,

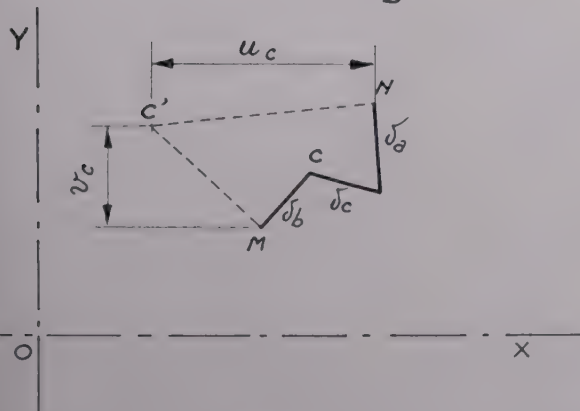
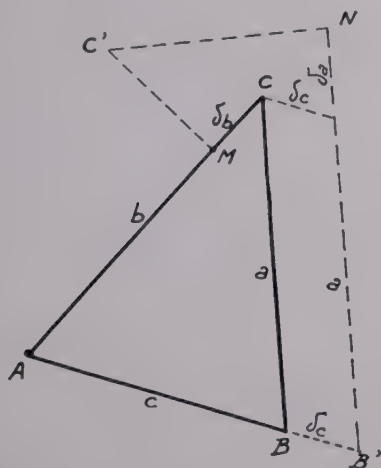


FIG. 95.

partie supérieure). Le côté BC est donc translaté suivant $B'N$ parallèle à BC et si la liaison d'articulation C n'existait pas il viendrait en $B'N = a + \delta a$. La barre AC qui dans ce cas de figure est supposée se raccourcir viendrait en $AM = b - \delta b$.

Le nouveau point d'articulation C' sera donc à l'intersection de NC' perpendiculaire à $B'N$ et de MC' perpendiculaire à AM . On voit encore que seule la partie qui avoisine le point C est intéressante et elle se résume dans l'épure de déplacement du bas de la figure 95. D'un point C quelconque porter δc , allongement de la barre AB parallèlement à cette barre. A l'extrémité de ce vecteur porter δa , allongement de la barre BC parallèlement à cette barre. Du point C porter δb , raccourcissement de la barre AC parallèlement à cette barre. Mener ensuite des extrémités M et N de ce contour les perpendiculaires MC' à δb et NC' à δa . Le point C' est la position relative de C après déformation. On peut comme ci-dessus évaluer ce déplacement par ses composantes u_0 et v_0 .

On voit ainsi que, dans un système réticulaire quelconque, on peut, de proche en proche en partant d'un point supposé fixe et d'une barre issue de ce point supposée de direction fixe, déterminer les déplacements de tous les autres nœuds du système.

Supposons le système réticulaire ci-contre (fig. 96).

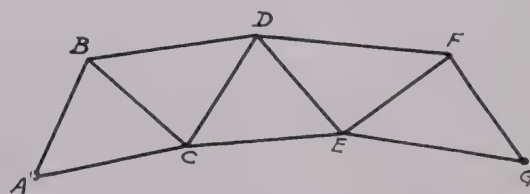


FIG. 96.

Considérons le point A comme fixe et la direction AC comme fixe également. On aura ainsi les nouvelles positions de B et de C par une première épure partielle analogue à celle du bas de la figure 95. De ces nouvelles positions relatives de B et de C nous déduirons celle de D, puis de celles de C et de D nous déduirons celle de E, et ainsi de suite jusqu'en G.

Les dispositions imposées par la nature de l'appui G fixeront alors une condition dite de « fermeture de l'épure » et c'est par rapport à cette ligne de fermeture qu'on évaluera les déplacements des nœuds (1). Comme dans l'épure de Cremona, les différentes épures partielles ont des points et des côtés communs et se juxtaposent les unes aux autres. C'est ce qu'on nomme l'épure de Williot d'emploi très facile, mais qui demande beaucoup d'attention quant au sens des vecteurs représentant les variations de longueur des barres. Nous en donnons ci-après un exemple.

(1) Si partant d'un nœud d'appui A par exemple (fig. 96 bis) situé à l'origine des coordonnées, on obtient pour nouvelle posi-

(Suite de la note page 560).

Supposons le schéma réticulaire ci-après (fig. 97) posé sur appuis simples et soumis aux charges I, II, III, IV et V, chacune de 10 000 kg. Le diagramme des efforts (épure de Cremona) est facile à suivre. Partant de l'origine 0, on trace le polygone des forces appliquées, dans l'ordre où on les trouve, en contournant la figure, soit R_0 , I, II, III, R_1 , IV et V. Puis on opère successivement en cherchant l'équilibre graphique de chaque nœud, en partant d'abord du nœud G_0 et en suivant l'ordre dans lequel on trouve les forces en tournant, autour du nœud, dans le sens des aiguilles d'une montre. Cette épure permet de dresser le

tableau des efforts dans les barres avec leur signe (+ compression et — traction). A ces efforts nous avons affecté des sections de bois, sans nous soucier des possibilités d'assemblage, cet exemple n'ayant d'autre but que d'illustrer la recherche des déformations.

Puis nous avons déterminé pour chaque barre sa variation de longueur (+ désigne un allongement et — désigne un raccourcissement).

Les valeurs de ces variations de longueur figurent au tableau ci-après :

N° des barres		1 — 1'	2 — 2'	3 — 3'	4 — 4'	5 — 5'	6 — 6'
Efforts dans les barres	+ compression en kg	+ 29 000			+ 24 000	+ 6 000	
	— traction en kg		— 15 000	— 17 500			— 27 000
Section des barres en cm ²		15/30 450 cm ²	15/12 180 cm ²	15/15 225 cm ²	15/25 375 cm ²	15/10 150 cm ²	15/20 300 cm ²
Contrainte n des barres en kg/cm ²		+ 64,5	— 83,4	— 78,0	+ 64,0	+ 40,0	— 90,0
Longueur des barres en cm		292	300	292	300	292	300
Variations de longueur (1)	+ allongement en cm		+ 0,250	+ 0,227			+ 0,270
	— raccourcissement en cm	— 0,188			— 0,192	— 0,117	

(1) Les variations de longueur sont calculées à l'aide de la formule $\Delta l = - \frac{Fl}{ES}$.
 Comme $\frac{F}{S}$ exprime la contrainte n des barres on a : $\Delta l = - \frac{nl}{E}$.
 On prendra E , module d'Young du bois, égal à 100 000 kg/cm².

(Suite de la note de la page 559).
 tion du point G l'ordonnée y_1 et si d'autre part ce point G est astreint à rester sur une horizontale de niveau y_2 par rapport au point A, cela veut dire qu'il faudra faire tourner la poutre déformée de l'angle correspondant à $\frac{y_1 - y_2}{l}$, l étant la distance horizontale AG. Les ordonnées trouvées pour les déplacements des autres nœuds s'en déduisent par proportionnalité à l'aide d'une épure secondaire de réduction par exemple.

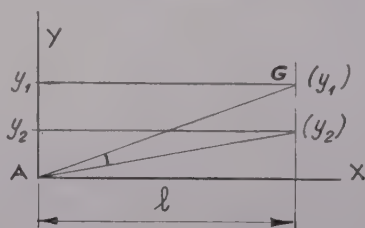


FIG. 96. bis.

Nous pouvons suivre maintenant pas à pas le tracé du polygone de Williot. Nous considérons le point fixe G_0 et la droite fixe G_0B . Du point origine, marqué ABG_0 sur l'épure de Williot, nous portons l'allongement Δ_2 de la barre 2, le point B vient donc en B' , puis le raccourcissement Δ_1 , de la barre 1. De la nouvelle position B' de B nous portons l'allongement Δ_3 de la barre 3. L'intersection A' des normales aux extrémités de Δ_3 et de Δ_1 définit la nouvelle position relative de A par rapport aux points G_0 et B. Connaissant maintenant la nouvelle position de B en B' et de A en A' on peut déterminer celle de C en fonction des raccourcissements Δ_4 et Δ_5 . A cet effet, de B' on porte Δ_5 et de A' on porte Δ_4 . Δ_5 qui est un raccourcissement est dirigé de C vers B et Δ_4 qui est aussi un raccourcissement est dirigé de C vers A. L'intersection des deux normales donne ainsi C' nouvelle position relative de C par rapport à G_0 et B. Connaissant maintenant C' et B' on peut déterminer D' nouvelle position de D, et ainsi de suite jusqu'à

SCHEMA DE LA POUTRE

ÉPURE DE CRÉMONA.

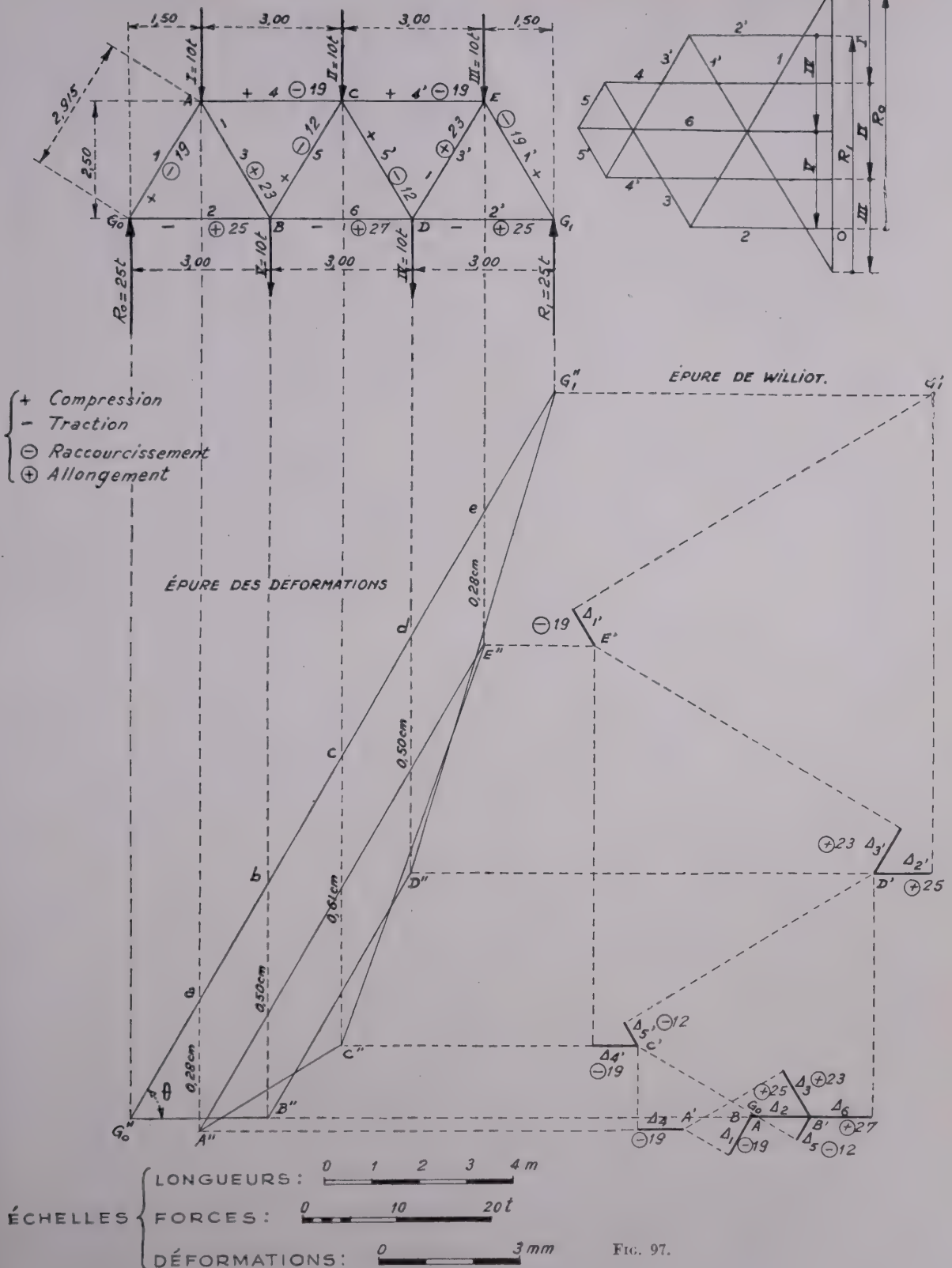


FIG. 97.

ce qu'on connait, la nouvelle position G'_1 de G_1 toujours par rapport à G_0 et B. L'épure de Williot étant achevée, il s'agit maintenant de l'interpréter pour trouver les déformations réelles des nœuds ABCDE. En rappelant horizontalement les positions $G_0 A' B' C' D' E' G'_1$ sur les verticales correspondantes issues de $G_0 ABCDEG_1$ du schéma de la poutre on obtient les positions $G''_0 A'' B'' C'' D'' E'' G''_1$ de l'épure des déformations. Mais en fait, le point G_1 ne se relève pas de la quantité $G''_0 G''_1$, que donne l'épure des déformations puisque G_1 est un appui. Il faudrait donc recommencer l'épure de Williot en faisant tourner la droite $G_0 B$ de l'angle θ . Mais il revient au même de mesurer sur l'épure des déformations les distances $A''a, B''b, C''c, D''d, E''e$, ordonnées des points $A'' B'' C'' D'' E''$ rapportées à la droite $G''_0 G''_1$ dite ligne de fermeture pour connaître ainsi en valeur absolue les abaisséments réels des points ABCDE. La ligne polygonale $G''_0 B'' D'' G''_1$ représente donc, par rapport à la droite $G''_0 G''_1$ la ligne déformée de la membrure inférieure, de même que la ligne polygonale $A'' C'' E''$ représente celle de la membrure supérieure, de même que la ligne polygonale $A'' C'' E''$ représente celle de la membrure supérieure. La connaissance de la première permettra de déterminer la contreflexe à donner à la poutre, si l'on veut qu'après application des charges la membrure inférieure reste horizontale.

Remarques.

Il y a symétrie, par rapport à l'axe vertical passant au milieu de la portée, à la fois dans la disposition de la poutre et dans les charges appliquées. Il était donc évident, a priori, que l'on aurait pour 2 points symétriques par rapport à cet axe, B et D par exemple, des déformations égales, ce que montre d'ailleurs l'épure et que d'autre part la barre BD se trouve être horizontale et parallèle à $G_0 G_1$ après déformation. Il eût donc été préférable et moins laborieux de commencer l'épure de Williot en partant de la direction BD considérée comme fixe, son point milieu étant lui-même considéré comme fixe, il faut seulement observer que dans ce cas l'allongement de la demi barre BD devait être pris pour moitié de la valeur indiquée et que le déplacement du point C s'effectuait sur la médiatrice de BD. On aurait ainsi trouvé un relèvement du point G_1 et l'horizontale issue de G'_1 ainsi défini constituait la ligne de fermeture par rapport à laquelle on évaluait les déformations des nœuds. Nous laissons à nos lecteurs le soin de refaire à titre d'exercice l'épure dans ce sens, elle doit confirmer les résultats obtenus.

I — Efforts secondaires dans les barres des systèmes triangulés.

1° Le calcul des efforts dans les barres des systèmes triangulés est conduit, ainsi que nous venons de le voir, comme si les barres étaient articulées parfaitement en leurs points de jonction. En fait, à part de très rares exceptions, ces points d'articulation n'existent pas ou sont réalisés de façon imparfaite. Les assemblages sont exécutés la plupart du temps à l'aide de clous ou de boulons répartis sur une surface non négligeable, les membrures et arbalétriers d'autre part sont continus d'un panneau à l'autre.

On est donc loin en réalité, de l'hypothèse de calcul. Il en résulte donc dans les barres du système, outre les efforts normaux d'extension ou de compression des barres qui, eux, ne sont pas affectés d'une manière appréciable par l'erreur résultant de l'hypothèse originelle, des couples de flexion dont il peut être prudent de tenir compte. La présence de ces moments de flexion apparaît intuitivement en imaginant la déformation possible d'un système triangulé tel que le schéma de la figure 98 où les membrures ACE et $G_0 BDF$ sont supposées continues et où les dia-

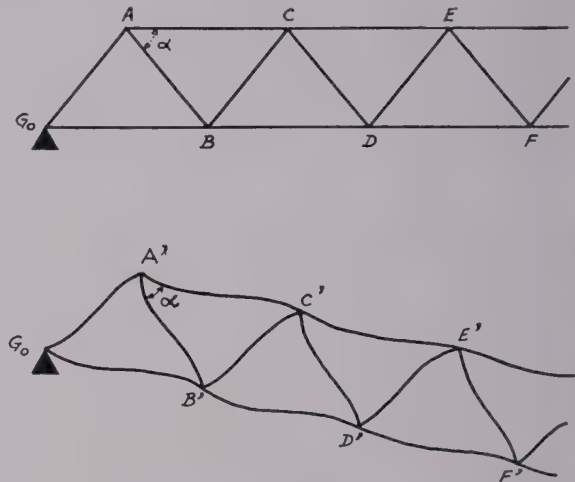


FIG. 98.

gones AB, BC, CD, etc... ne jouissent pas d'une liberté totale de rotation aux nœuds. Ces déformations de la fibre moyenne des pièces, exagérées à dessein, montrent bien l'existence des moments d'encastrement aux extrémités des diagonales, moments d'autant plus importants que l'angle α' reste plus voisin de l'angle α autrement dit que l'encastrement de la diagonale AB sur le nœud est plus voisin de l'encastrement parfait. Ces moments d'encastrement en un nœud C par exemple des diagonales B'C' et C'D' sont équilibrés par des moments antagonistes produits dans les membrures, mais alors que les diagonales sont des pièces relativement grêles, les membrures, de par leur constitution habituelle même, et qui ont des moments d'inertie plus importants, sont mieux en état de leur résister. Ces moments d'encastrement des triangulations, dits moments secondaires, sont également d'autant plus forts que le moment d'inertie des diagonales, qui dépend surtout de la largeur des pièces en élévation, est plus élevé et que leur longueur est plus petite. On se rend parfaitement compte qu'on a plus de mal à déformer une pièce courte et épaisse qu'une pièce longue et mince. Pour pallier dans une certaine mesure ces moments secondaires, on constituera les triangulations, autant que possible, par des éléments présentant, en élévation, la largeur minimum compatible avec les possibilités d'assemblages et la bonne tenue au flambement, pour les pièces comprimées. Mais il est impossible de les éviter. Leur calcul, même approché, sort du domaine de ce traité. Il est extrêmement laborieux et pénible. Il suffit, pour s'en rendre compte, de suivre le développement qu'en donne Bertrand de Fontviollant dans

son chapitre relatif aux systèmes triangulés rigides. Aussi, se contente-t-on, dans la pratique, d'appliquer la règle prescrite par le règlement du Ministère des Travaux Publics du 10 mai 1927 sur le calcul des ponts métalliques, règle que nous conseillons également d'appliquer aux charpentes en bois. Elle consiste à frapper d'une majoration forfaitaire de 10% les efforts trouvés, lors du calcul du système triangulé articulé, dans les différentes pièces de triangulation.

2° Autrement plus grave est la pratique, souvent admise, de dévoyer les axes de triangulation. Cette pratique consiste à rejeter hors de la ligne moyenne des membrures le point de concours des axes de triangulation en vue de faciliter l'assemblage de ces dernières (fig. 99).

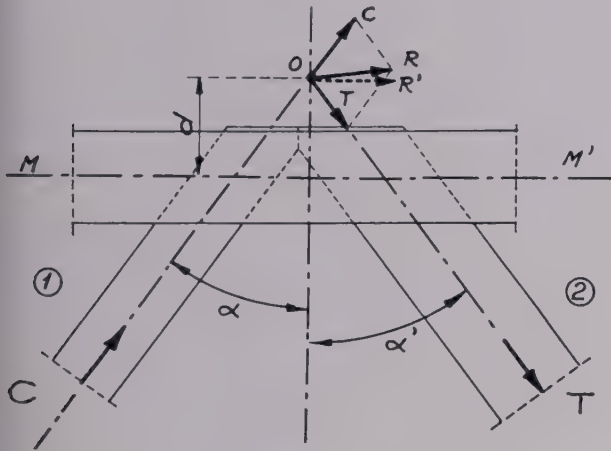


FIG. 99.

Supposons réalisé un tel assemblage sur une membrure supérieure. La diagonale C est supposée comprimée par la force $C = \frac{Q}{\cos \alpha}$. Q étant l'effort tranchant dans le panneau (1). La diagonale T est supposée tendue par la force $T = \frac{Q'}{\cos \alpha'}$, Q' étant l'effort tranchant dans le panneau (2). La composante de ces deux efforts au point O donne une résultante R dont la projection parallèle à MM' est égale à $R' = Q \operatorname{tg} \alpha + Q' \operatorname{tg} \alpha'$.

On voit que R' donne par rapport à l'axe MM' un moment ($R'd$) qui, se partageant entre les deux membrures M et M' tend à les fléchir. En particulier si Q égale Q' et $\alpha = \alpha'$ on a $R' = R = 2Q \operatorname{tg} \alpha$ et le moment est égal à $2Q \operatorname{tg} \alpha \times d$. Il est loin d'être négligeable et il est nécessaire d'en tenir compte. Cette pratique peut être acceptée : 1°) dans les poutres où Q est relativement faible et où les membrures ont une certaine surabondance, ou bien 2°) dans des poutres indépendantes soumises à des charges permanentes ou à des surcharges sensiblement uniformément réparties et dont les membrures sont de section constante, car alors l'effort tranchant Q est maximum dans une région où l'effort dans les

membrures est presque nul, et Q est sensiblement nul dans la région où l'effort dans les membrures, qui conditionne leur section, est maximum. Dans de telles poutres, soumises à des charges mobiles ou à zones de répartition quelconques, la conséquence pourrait en être très grave, car on pourrait avoir concomitance, dans les membrures, d'un effort normal maximum avec un moment secondaire dû à Q très important.

Cette conjonction d'efforts maximum se trouverait également au droit des appuis d'une poutre à travées continues, même uniformément chargée. Avant donc d'admettre cette pratique constructive de dévoyer les axes de triangulation, il faut examiner soigneusement quelle en sera la répercussion tout le long du système. Le mieux est de s'en passer et d'assurer rigoureusement le point de concours des axes de triangulation sur les lignes moyennes des membrures.

3° Une autre source d'efforts secondaires dans les membrures, dont il faut tenir compte, provient de la disposition locale de celles-ci vis-à-vis des charges appliquées. Il arrive fréquemment que des pannes, par exemple, sont appuyées sur les arbalétriers dans l'intervalle séparant deux nœuds consécutifs, ou bien encore que des membrures supérieures ou inférieures portent directement un platelage dont le poids propre et les surcharges fléchissent ces membrures entre deux nœuds. Les membrures se trouvent alors dans la situation d'une poutre continue sur appuis déformables. Il ne saurait être question de leur appliquer les méthodes de calcul propres à ces systèmes, mais on peut, avec une approximation suffisante, calculer les moments secondaires qui en résultent, tant au droit des nœuds qu'au milieu de la portée, en calculant le moment fléchissant μ que développeraient ces charges sur une poutre sur appuis simples, de portée égale à la distance entre nœuds et en considérant les moments fléchissants suivants :

$$\text{au milieu des portées : } \frac{2}{3} \mu;$$

$$\text{au droit des nœuds : } \frac{4}{5} \mu \text{ si la membrure est continue sur plus de deux panneaux, et } \mu \text{ si la membrure est continue sur deux panneaux seulement (fig. 100).}$$

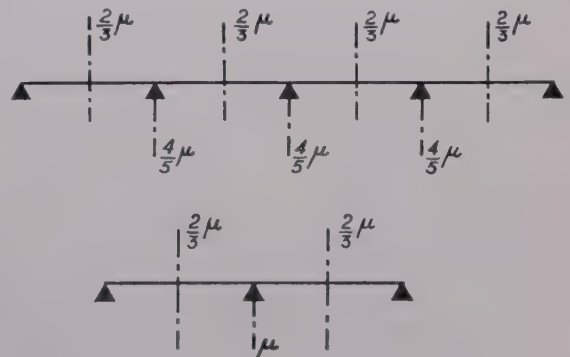


FIG. 100.

V. — SYSTÈMES RIGIDES NON TRIANGULÉS

Nous appellerons systèmes rigides des systèmes formés de pièces prismatiques ou barres assemblées les unes aux autres de telle sorte que leurs angles mutuels restent invariables au cours des déformations d'ensemble. Le type classique est la *POUTRE ÉCHELLE*, formée de deux membrures reliées par des montants verticaux encastrés sur ces membrures. Elle est peu employée parce qu'elle conduit à des consommations de matériaux bien supérieures à ce qu'exige une poutre triangulée de même portée. Seules les nécessités de ménager des passages de grande dimension au travers des mailles du canevas peuvent en imposer l'emploi. L'ingénieur belge Vierendeel a beaucoup répandu en Belgique l'emploi de ces poutres pour la construction de ponts. Les *POUTRES VIERENDEEL*, à membrures supérieures droites ou courbes, sont caractérisées par l'importance des goussets d'assemblage des montants sur les membrures. Pour le calcul de ces poutres, cet ingénieur a mis au point une méthode qui tient compte de la variation d'inertie des différentes barres, méthode toutefois d'application laborieuse. Les auteurs de traités de résistance des matériaux que nous avons cités ont aussi étudié le problème de systèmes rigides, triangulés ou non, en cherchant à approcher le plus possible de l'exactitude dans la détermination des efforts. Toutes ces méthodes conduisent à la résolution de systèmes d'équations comportant de nombreuses inconnues, résolution pénible et offrant de fortes chances d'erreurs matérielles. Il ne saurait être question de les aborder ici, d'autant moins, avons-nous dit, que des ouvrages de ce genre seront toujours peu importants (c'est-à-dire de portée réduite et faiblement chargés) et les économies de matières que pourrait permettre l'emploi de telles méthodes seraient compensées largement par les frais occasionnés par des études aussi complexes. Aussi nous contenterons-nous d'une méthode de calcul approchée, très suffisante dans la pratique. Cette méthode est exacte d'ailleurs si :

1° Les moments d'inertie des deux membrures sont égaux et constants sur toute leur longueur et si les longueurs des tronçons de membrure entre montants (autrement dit les écartements des montants) sont égales.

2° Les montants ont tous même moment d'inertie et ont même hauteur.

Sous ces réserves on peut considérer qu'aux extrémités de chaque barre, les moments fléchissants secondaires sont égaux en valeur absolue et que le point milieu de chaque barre est un point de moment nul. Des libertés qu'on prend avec ces hypothèses dépend la précision des résultats. En ne s'en écartant pas trop on aura toujours une exactitude suffisante. Considérons (fig. 101) un panneau d'une poutre-échelle représenté schématiquement par les lignes moyennes des barres constitutives.

Nous appellerons h la hauteur de la poutre (distance entre lignes moyennes des membrures) et a l'écartement des montants.

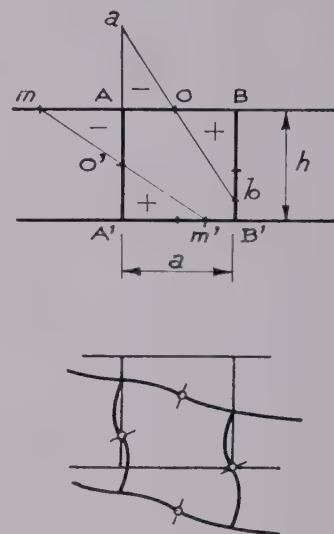


FIG. 101.

Le diagramme des moments secondaires dans chacune des barres sera représenté par :

— une droite telle que $a \ 0 \ b$ pour une membrure, moment négatif en A, positif en B et coupant AB en son milieu O.

— une droite telle que $m \ 0' \ m'$ pour un montant, moment négatif en A, positif en A' et coupant AA' en son milieu O'.

On conviendra que les moments positifs soumettent à une traction les fibres (des barres) situées du côté intérieur⁽¹⁾ du panneau ABA'B' considéré, que les moments négatifs, au contraire, soumettent ces mêmes fibres à une compression. On voit déjà que l'équilibre d'un nœud tel que A par exemple comporte l'équilibre des 3 moments agissant dans les 3 barres aboutissant à ce nœud et en particulier que la valeur absolue du moment dans un montant sera égale à la valeur absolue de la somme des 2 moments agissant dans les membrures à gauche et à droite de A.

(1) ab, bc, dc, ad sont des fibres du côté intérieur du panneau ABCD (fig. 101 bis).

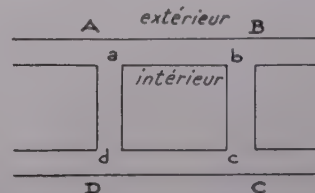


FIG. 101 bis.

a) Membrures.

Faisons maintenant (fig. 102) une section droite S au travers de ce panneau AA' BB' passant par les points de moment nul des membrures 0 et 0' considérés comme des

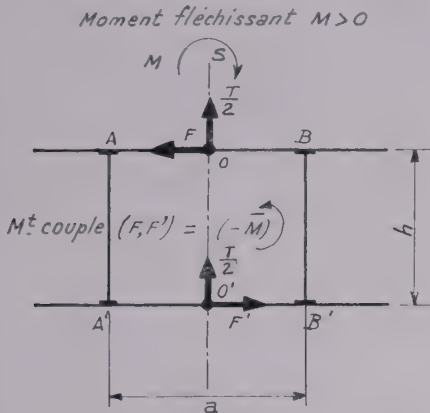


FIG. 102.

articulations. Les composantes de la force extérieure dans cette section sont M le *moment fléchissant général* qui sollicite la poutre sous l'effet des forces appliquées et T l'*effort tranchant*.

M est équilibré par les deux composantes F et F' agissant dans les membrures et on aura :

$$F = -F' = \frac{M}{h}.$$

(puisque F est une compression et F' une traction et que par suite F est positif comme M , et F' négatif).

T en raison de l'égalité supposée des 2 sections des membrures sera réparti par moitié entre chacune d'elles $\frac{T}{2}$ en 0 et $\frac{T}{2}$ en 0'.

Le moment secondaire en A sera donc égal à :

$$M_A = -\frac{T}{2} \times \frac{a}{2} = -\frac{Ta}{4},$$

d'après la convention de signe adoptée au dernier alinéa page précédente, (ce qui est d'ailleurs sans importance quant au résultat pratique vers lequel nous tendons).

Donc, en résumé, dans les membrures d'un panneau on a :

1° un *effort normal* d'extension ou de compression égal à

$$\pm \frac{M}{h}.$$

2° un *moment secondaire*, maximum au droit des nœuds,

égal en valeur absolue à $\left| \frac{Ta}{4} \right|$, et nul au milieu de la longueur.

3° un *effort tranchant* constant $\left| \frac{T}{2} \right|$.

b) Montants.

Reprenons le schéma de la figure 102 et supposons qu'au milieu de la hauteur des montants, (voir figure 103) points de moment nul dans ceux-ci avons-nous dit, se trouve une articulation. Cette articulation sera sollicitée par deux forces : une dirigée suivant l'axe du montant et égale à $\frac{T}{2}$,

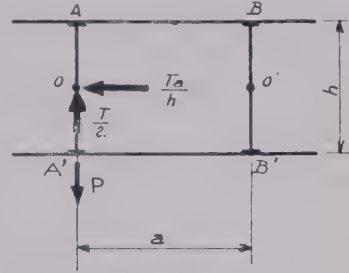


FIG. 103.

et qui sera une traction ou une compression suivant que les charges appliquées à la poutre le sont à la membrure inférieure ou à la membrure supérieure; une autre *parallèle à la ligne moyenne des membrures* et qui sera égale à la somme des *efforts de glissement* agissant sur la longueur d'un panneau. Or, nous savons qu'au niveau de la fibre moyenne de la poutre, l'effort de glissement par unité de longueur qui tend à déplacer la moitié supérieure de la poutre par rapport à sa moitié inférieure est $\frac{T}{h}$. Sur la

longueur a la somme de ces efforts sera donc $\frac{Ta}{h}$ et le *moment secondaire* maximum en A et en A' dans le montant sera alors : $\frac{Ta}{h} \cdot \frac{h}{2} = \frac{Ta}{2}$ (en valeur absolue), (il est négatif en A dans la partie voisine de l'appui de gauche d'une poutre sur appuis simples).

Donc, en résumé, dans le montant d'un panneau on a :

1° un *effort normal* de traction ou de compression égal à

$$\pm \frac{T}{2}.$$

2° un *moment secondaire*, maximum au droit des nœuds,

où il est égal en valeur absolue à $\left| \frac{Ta}{2} \right|$, et nul au milieu de la hauteur du montant.

3° un *effort tranchant* constant égal à $\frac{Ta}{h}$.

L'examen des formules ainsi obtenues montre que les *moments secondaires*, tant dans les membrures que dans les montants, sont d'autant plus importants, pour une poutre

donnée, soumise à un système de charges donné, que l'espacement des montants est plus important. Si les moments dans les membrures, continues par construction, sont facilement équilibrés par des sections appropriées, ceux produits dans les montants, égaux en valeur absolue au double de ceux des membrures, conduisent à de grandes dimensions d'assemblages. C'est ce que l'on remarque dans les poutres Vierendeel où d'importants goussets assurent ces assemblages (fig. 104). Dans les constructions en bois on se heurte vite à des difficultés insurmontables, et l'emploi de telles

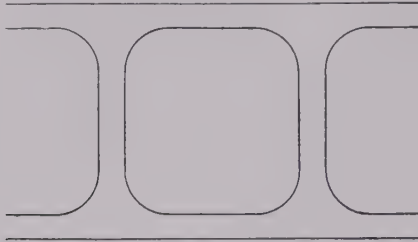


FIG. 104.

poutres, d'aspect élégant, se trouve réduit aux seuls cas assez rares où l'importance des charges est faible.

C'est suivant une méthode identique qu'on calculerait (fig. 105) des poutres à âme formée de voliges A, jointives ou non, enserrées entre des membrures moisées M et M'. Le clouage des voliges doit assurer l'encastrement des montants A de façon même surabondante. Enfin disons que ce système de poutres est éminemment déformable.

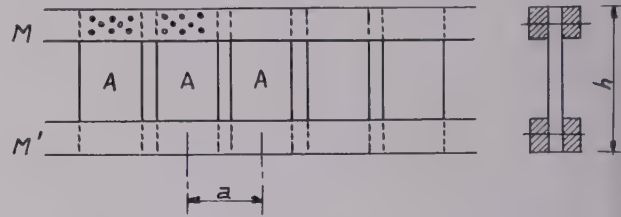


FIG. 105.

VI. — PIÈCES COURBES ET ARCS

On désigne sous le nom d'*arcs* des systèmes à âme pleine ou triangulés dont la fibre moyenne présente la forme d'une courbe à concavité tournée vers le bas et dont les appuis, ou *retombées*, ou *naissances*, sont assujettis à certaines conditions de fixité. Ces appuis sont du 2^e genre (articulations) ou du 3^e genre (encastrement). Il existe des constructions de ce type comportant une articulation à une extrémité et un encastrement à l'autre. D'autres présentent, sur le développement de leur fibre moyenne, un point où existe une articulation et on obtient alors ou des arcs à 3 articulations ou des arcs encastrés aux retombées et articulés en un point intermédiaire.

A part les arcs à 3 articulations où les équations d'équilibre de la statique permettent la détermination des réactions d'appui, tous les autres systèmes font appel aux équations de déformation pour le calcul de ces réactions, et sont, pour cette raison, dits hyperstatiques. Nous n'envisageons dans ce paragraphe que les notions générales relatives aux arcs.

A. — Arc de référence.

Pour étudier un arc quelconque soumis à un système de forces appliquées, nous nous servirons d'un arc auxiliaire, de même forme géométrique, de structure identique, mais réduit à une articulation sur un des appuis G_0 et à un appui du premier genre G_1 disposé de telle sorte que le plan d'appui contienne la corde $G_0 G_1$ qui joint les deux retombées (fig. 106). Dans cet arc ainsi défini, la réaction R_1 , en G_1 , est normale au plan d'appui et la direction de la réaction R_0 est connue puisque cette réaction est astreinte, pour qu'il y ait équilibre, à concourir en O avec les lignes d'action de R_1 et de la résultante R du système de charges appliqué à l'arc. Un tel arc qu'on appelle *arc de référence* n'est qu'un auxiliaire de calcul. La réalisation d'une telle construction serait absurde, car il se comporterait comme une poutre ordinaire sans bénéficier des avantages particuliers aux arcs. C'est une conception de l'esprit facilitant

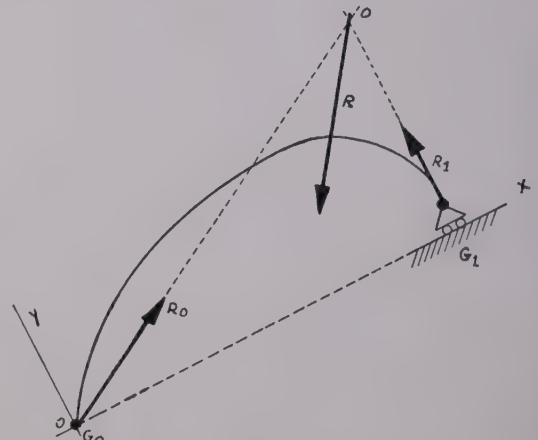


FIG. 106.

le calcul de l'arc réel. On rapportera cet arc à un système d'axes de coordonnées OX, OY, dont l'origine O sera confondue avec l'appui G_0 . OX sera dirigé suivant la corde $G_0 G_1$ et OY sera la normale à cette corde en G_0 .

Cherchons maintenant à exprimer analytiquement les valeurs des efforts auxquels se trouve soumis l'arc de référence ainsi défini.

Soit un arc $G_0 G G_1$ rapporté aux axes OX, OY (fig. 107) une force F appliquée au point G' de coordonnées α et β , cette force peut se décomposer en P (verticale), et H (horizontale), H étant compté négativement dans le cas de la figure (pour les signes voir la remarque page 568). La force F provoque, en G_0 , une réaction d'appui ayant V_0 et H_0 pour composantes et, en G_1 , une réaction d'appui V_1 normale à OX. Prenons les moments des forces par rapport à G_0 on a :

$$P\alpha + H\beta - V_1 l = 0, \quad \text{d'où :}$$

REMARQUE IMPORTANTE :

Il faut se rappeler que, par convention, dans ces formules (I) (II) (III), H est positif s'il est orienté suivant la direction OX (il est donc négatif dans le cas de la figure 107) et que l'angle θ est l'angle que fait, avec l'axe horizontal OX , la tangente à la fibre moyenne au point G , tangente orientée dans le sens du parcours de G_0 vers G_1 , donc sur une fibre moyenne $G_0 G_1$ (fig. 108) un angle tel que θ_1 sera positif,

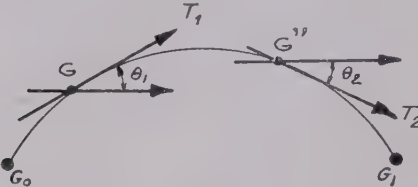


FIG. 108.

son sinus sera positif ainsi que son cosinus, un angle tel que θ_2 sera négatif, son sinus sera négatif et son cosinus positif. V_0 et V_1 seront considérés comme positifs lorsqu'ils seront dirigés dans le sens de OY positif, c'est-à-dire vers le haut. On a conservé pour sens positif de P le sens de la pesanteur afin de ne pas embarrasser le lecteur et d'adopter la convention habituelle qui veut que dans une poutre sur appuis simples une charge verticale descendante crée sur ses appuis des réactions ascendantes positives.

Donc, dans ces formules, la seule chose à observer est d'adopter d'abord pour H , $\sin \theta$ et $\cos \theta$ les conventions de signe indiquées. Il en sera de même pour P qu'il faudrait considérer comme négatif si l'on avait affaire à une charge ascendante.

B. — Réactions complémentaires d'appui.

Le problème du calcul de l'arc hyperstatique peut donc se résoudre de la manière suivante : partant de son arc de référence, on peut calculer, pour le système de charge donné, à l'aide des équations générales de déformations⁽¹⁾ étudiées (Stabilité des constructions appliquée au Bois — deuxième partie, systèmes constructifs en général — § premier, équilibre du système chargé — équations de Bresse — page 522) quelles seront :

1° le déplacement u_1 de l'appui G_1 le long de son plan de roulement.

2° les angles ω_0 et ω_1 dont auront tourné les fibres moyennes en G_0 et G_1 .

(1)

$$\left\{ \begin{aligned} u &= u_0 + (y - y_0) \omega_0 - \sum_{G_0}^G (y - \eta) \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^G \frac{N}{ES} d\xi, \\ v &= v_0 + (x - x_0) \omega_0 + \sum_{G_0}^G (x - \xi) \frac{M}{EI} d\sigma - \sum_{G_0}^G \frac{N}{ES} d\eta, \\ \omega &= \omega_0 + \sum_{G_0}^G \frac{M}{EI} d\sigma. \end{aligned} \right.$$

a) Supposons d'abord l'arc à 2 articulations du schéma (fig. 109) $G_0 G G_1$.

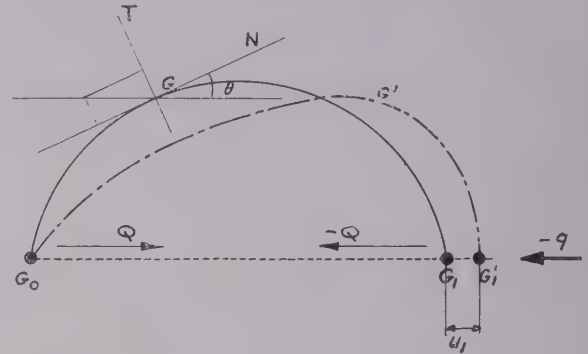


FIG. 109.

Sous l'effet des charges appliquées, l'arc de référence viendra en $G_0 G' G'_1$ dont nous aurons calculé le déplacement u_1 .

Appliquons maintenant en G'_1 une force $-q$ dirigée suivant la corde $G_0 G_1 G'_1$, égale à 1 tonne par exemple. Cette force engendre dans toute section de l'arc de référence un moment $\mu' = -qy$ et un effort normal $v' = -q \cos \theta$. Ces valeurs de μ' et v' permettent de calculer le déplacement u'_1 de G'_1 sous l'effet de la force $-q$. Il suffira alors, pour ramener le point G'_1 au point G_1 de lui appliquer autant de fois la force $-q$ que u_1 contiendra le déplacement u'_1 .

Cette force finale $(-Q)$ à appliquer en G_1 aura pour valeur :

$$(-Q) = (-q) \times \frac{u_1}{u'_1}.$$

Pour ne rien changer à l'équilibre général du système, il faudra adjoindre en G_0 une force $(+Q)$, qui s'ajoutera algébriquement à la réaction horizontale H_0 de l'arc de référence.

L'ensemble de ces forces $[(+Q)$ en G_0 et $(-Q)$ en G_1] est ce qu'on appelle la poussée de l'arc. Cette poussée est donc une réaction complémentaire d'appui qui vient s'ajouter aux réactions (H_0, V_0, V_1) de l'arc de référence.

b) Supposons maintenant que l'arc $G_0 G G_1$ (fig. 110) soit encastré aux deux retombées. L'appui G_1 de son arc de référence est venu en G'_1 . Il faudra donc d'abord, comme dans le cas précédent exprimer l'invariabilité de la distance $G_0 G_1$ en ramenant G'_1 en G_1 ce qui donnera une première valeur de la poussée $[(+Q)$ en G_0 et $(-Q)$ en G_1]. Tous calculs faits pour ω_0 et ω_1 , on constaterait alors que les tangentes à l'arc de référence ainsi rectifié par la poussée Q ne coïncident pas avec les tangentes aux mêmes points à l'arc $G_0 G G_1$. On serait donc alors amené à appliquer à cet arc de référence des couples M_0 et M_1 tels que la coïncidence des tangentes s'établisse rigoureusement. Mais on conçoit alors que, pour ne rien changer à l'équilibre général du système, il faille adjoindre à ces couples un couple de deux réactions verticales passant par G_0 et G_1 [que nous désignerons par réaction $(+B)$ en G_0 et réaction $(-B)$ en G_1], dont le moment $B.l$ soit égal et opposé au couple résultant $M_0 + M_1$. Pratiquement il ne saurait être question, dans l'arc encastré, d'appliquer une telle méthode.

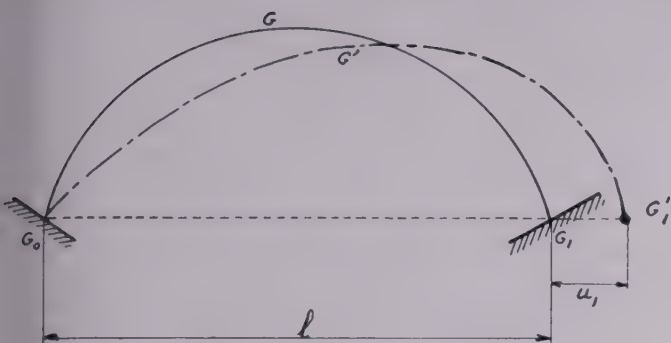


FIG. 110.

nous verrons plus loin, à la troisième partie, comment on arrive plus simplement au résultat. Cet exposé n'a d'autre but que de faire comprendre le mécanisme des réactions complémentaires d'appui dans le cas particulier de l'arc encastré qui devient ainsi le cas général. Ces réactions complémentaires peuvent donc toujours se ramener à :

en G_0 { un couple M_0
une poussée Q
une réaction verticale B } appliqués au centre de gravité de la section G_0

en G_1 { un couple M_1
une poussée $(-Q)$ directement opposée à la précédente
une réaction verticale $(-B)$ de sens opposé à la précédente } appliqués au centre de gravité de la section G_1

Ce groupe de 6 réactions s'ajoute aux 3 réactions (V_0 , H_0 , V_1) trouvées déjà dans l'arc de référence (voir ci-dessus page 567).

C. — Efforts dans un arc

Reprenons le cas général d'un arc $G_0 G G_1$ soumis à un système de forces (fig. 111). Nous venons de voir que cet arc est soumis aux réactions connues V_0 , H_0 et V_1 de l'arc de référence et aux réactions complémentaires inconnues M_0 , B , Q en G_0 et M_1 , $-B$, $-Q$ en G_1 .

Considérons un point quelconque G d'abscisse x et d'ordonnée y . En ce point il suffira d'ajouter au moment fléchissant μ , à l'effort normal v et à l'effort tranchant τ développés dans la section correspondante de l'arc de référence, quantités déjà étudiées et connues, les moments fléchissants,

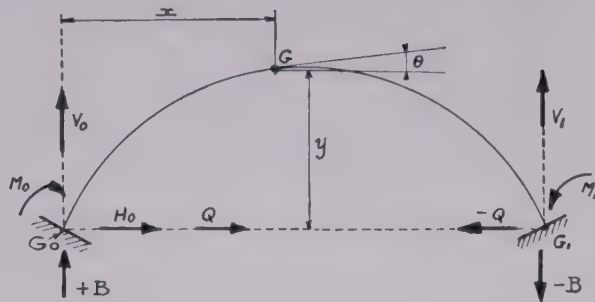


FIG. 111.

efforts normaux et efforts tranchants dus aux réactions complémentaires d'appui pour connaître :

- le moment fléchissant M
 - l'effort normal N
 - l'effort tranchant T
- agissant dans la section G de l'arc,

M , N et T contenant ainsi les trois inconnues M_0 , B et Q ; on aura ainsi :

pour l'arc encastré :

$$\begin{cases} M = \mu + M_0 + Bx - Qy \\ N = v + B \sin \theta + Q \cos \theta \\ T = \tau + B \cos \theta - Q \sin \theta \end{cases}$$

Dans un arc à deux articulations M_0 , M_1 et B étant nuls on aura :

$$\begin{cases} M = \mu - Qy \\ N = v + Q \cos \theta \\ T = \tau - Q \sin \theta \end{cases}$$

Ce sont ces valeurs de M , N et T qu'il faut porter dans les équations de déformation du système (équations de Bresse étudiées page 522. On exprime ensuite la condition de fixité des appuis, c'est-à-dire (voir page 568, B. — Réactions complémentaires d'appui) :

dans l'arc à deux articulations : { corde l invariable, donc : $u_1 = 0$

dans l'arc encastré : { corde l invariable : $u_1 = 0$;
tangentes aux extrémités invariables, c'est-à-dire : $\omega_0 = 0$, $\omega_1 = 0$

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e

3099-6-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie} Mesnil (Eure).
Dépot légal . 2^e trim. 1956.

(Ann. I. T. B. T. P.)

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.)

JUIN 1956

Neuvième Année, N° 102.

Série : AMÉNAGEMENT INTÉRIEUR (9).

JOURNÉES-EXPOSITION DE LA PEINTURE

du 17 au 25 mars 1956

Conférences présentées sous le patronage de
L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

I

CONTRIBUTION DES ESSAIS DE LABORATOIRE A L'ÉTUDE DES PEINTURES ANTIROUILLE

par **M. A. TARBOURIECH,**Ingénieur au Centre Expérimental de Recherches et d'Études
du Bâtiment et des Travaux Publics.

RÉSUMÉ

Deux méthodes s'offrent à nous pour l'étude des peintures antirouille : le vieillissement naturel et le vieillissement accéléré

La première méthode, de loin la meilleure, présente un inconvénient grave : la longueur des essais.

La deuxième donne des résultats plus rapides, mais moins sûrs que la première; c'est cependant une méthode d'étude remarquable car elle permet de fixer un diagramme, la personnalité de la peinture et du revêtement de peinture.

C'est ainsi que nous avons pu étudier différentes sortes de revêtements et leurs moyens de protection.

a) Peintures dont l'étanchéité du film est surtout due au liant : telles que peintures à l'huile, aux vernis gras modifiés ou non et aux résines plastifiées, peintures bitumineuses.

b) Peintures dont la protection est surtout réalisée par des pigments lamellaires tels que l'aluminium et le mica ou des pigments agissant par passivation (chromates) ou réalisant des anodes solubles (zinc métal).

Quant à la méthode du vieillissement naturel, elle a permis d'étalonner en quelque sorte la méthode de vieillissement accéléré.

SUMMARY

There are two methods for the study of anti-rust paint; natural ageing and accelerated ageing.

The first method, by far the best, has a serious drawback : the time factor.

The second method gives more rapid results, but less dependable than the first. Nevertheless it is a highly valuable method of testing in that it allows the fixing of a diagram and gives information on the nature of the paint or of the coating.

It was by this method that we were able to study different kinds of painted coatings and the means of protecting them.

a) Paints in which the imperviousness of the film is especially due to the binder e. g. oil paints, oily varnishes, modified or not, and to softening resins, bituminous paints.

b) Paints in which the protection is given especially by lamellar pigments such as aluminium and mica or by pigments acting by passivation (chromates) or producing soluble anodes (zinc metal).

To a certain extent, the natural ageing method has made it possible to standardize the accelerated ageing method.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

INTRODUCTION

La protection des métaux ferri-fères par des systèmes de peinture anti-rouille pose un certain nombre de problèmes tels que préparation des surfaces à peindre, choix des peintures pour les différentes couches etc. Le peintre fabriquait autrefois empiriquement toutes ses peintures et tentait de résoudre tous les cas par une série de recettes presque culinaires et les traitements contre la corrosion ressemblaient un peu à des remèdes de « bonnes femmes ». Seule l'expérience naturelle venait confirmer ou infirmer l'efficacité du revêtement.

Les techniciens possèdent maintenant des laboratoires qui soumettent les peintures à de véritables auscultations. Nous citerons parmi ces méthodes, les plus connues d'entre elles :

Les essais d'adhérence par le quadrillage ;

Les essais de souplesse réalisés par le pliage ou l'embou-tissage ;

Les essais de dureté par le pendule ou par la rayure, etc.

Ces méthodes peuvent être utilisées à un moment quel-conque de la vie de la peinture après son séchage pour vé-rifier ses qualités de revêtement.

ESSAIS DE VIEILLISSEMENT

a) **Vieillessement naturel.** — C'est la méthode qui offre le maximum de garanties puisque c'est elle qui nous présente la peinture dans ses conditions normales d'utilisation.

Cette méthode offre cependant des inconvénients multiples pour la mise au point ou le contrôle de la peinture.

Tout d'abord, elle est longue. Elle réclame un minimum de plusieurs mois pour déceler si un revêtement est défectueux et elle exigera de nombreuses années pour permettre un classement entre des peintures de bonne qualité.

D'autre part, il n'est pas : oujours facile de suivre le compor-tement d'un revêtement anti-rouille dans une gamme étendue de climats, simultanément. Cependant, les peintures anti-rouille classiques sont vendues le plus généralement sans spécifica-tion de climat et peuvent de ce fait, s'acheminer vers les desti-nations les plus diverses.

b) **Vieillessement accéléré.** — Il est important de rappeler les origines de cette méthode.

Depuis longtemps le peintre a constaté que le même revête-ment de peinture, suivant qu'il était soumis plus particulière-ment à tel ou tel agent dominant d'entre les intempéries : soleil, vent, pluie, fumées, présentait des altérations différentes les unes des autres. C'est ainsi qu'on a observé la formation de cristaux de sulfate de zinc sur les peintures exposées direc-tement aux fumées acides qui sont le résultat de la combustion de carburants divers.

Depuis longtemps on sait que la rouille détruit rapidement le fer au bord de la mer, même si on le recouvre de peintures qui font leurs preuves dans des atmosphères rurales.

Enfin, on a constaté l'action bienfaisante de la chaleur solaire sur les peintures aux huiles siccatives. Ce dernier facteur est maintenant bien connu puisque les fabricants travaillent à chaud des mélanges d'huiles siccatives et de résines pour en faire des vernis résistant aux intempéries et des progrès récents nous ont apporté toute une gamme de produits à liants thermo-durcissables.

Cependant, en cas général, les agents physiques et chimiques des intempéries attaquent la peinture successivement ou simul-tanément.

C'est donc une reconstitution de ces agents et leur succes-sion dans un ordre bien déterminé qui permet une reproduc-tion assez fidèle de la corrosion atmosphérique.

Dans cet exposé, nous recherchons moins à comparer dans le temps tel système multicouche qu'à tenter d'établir une

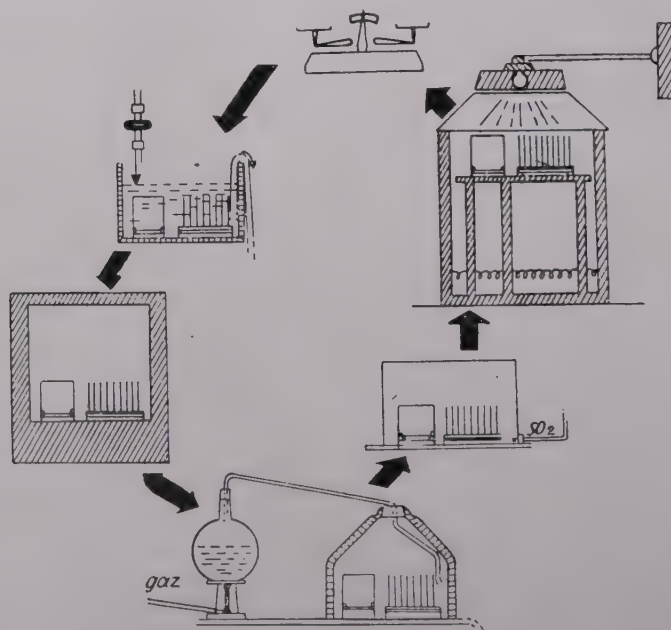


FIG. 1. — Usure rapide des peintures.

sorte de « curriculum vitæ » de la peinture sous une forme graphique.

Le vieillissement de base que nous utilisons au laboratoire est composé d'une série de cycles dont la composition est donnée par la figure 1.

Ce vieillissement correspond à l'atmosphère des grandes agglomérations françaises non maritime.

En lui adjoignant du brouillard salin, on reconstitue un climat maritime tempéré. Enfin, en supprimant l'action du froid et en incorporant de la chaleur humide et du brouillard salin à ces essais, on réalise des atmosphères maritimes tropicales.

ORGANISATION DE L'EXPÉRIENCE

Les revêtements multicouches sont le plus souvent appliqués sur des tôles décapées au jet de sable et dégraissées. Cependant si besoin est, on utilise des tôles brutes calaminées ou rouillées pour faire ressortir telle propriété particulière de la peinture ou mieux encore, mettre en évidence la carence d'un système de protection sur une surface métallique non décapée.

I. Étude des états de surface.

Par vieillissement nous avons pu comparer utilement des procédés physiques de préparation du métal. L'expérience a porté sur la comparaison de trois éprouvettes découpées dans la même tôle calaminée et rouillée.

La première éprouvette a été sablée, la deuxième a été décapée au chalumeau oxyhydrique, la troisième n'a pas été traitée, l'ensemble a été recouvert avec un système de peinture à l'huile de lin comprenant une couche d'impression au minium de plomb. Après un séchage convenable, les trois plaquettes ont été soumises à un vieillissement accéléré.

Les résultats sont les suivants :

Tandis que la peinture a manifesté des signes de décollement dès les premiers cycles sur la tôle brute, sur les éprouvettes sablées et décapées à chaud, la peinture a présenté une protection anti-rouille satisfaisante.

Les courbes représentant les différentes variations de poids sont voisines pour le sablage et le décapage à chaud.

Dans des conditions analogues, nous avons étudié des préparations de surface par décapage chimique suivi d'une phosphatation. L'action de ces produits ne s'est pas toujours révélée satisfaisante. Dans certain cas, lorsqu'il existe une acidité résiduelle, une attaque du revêtement se produit, qui le rend inefficace.

C'est pourquoi il est bon de s'assurer par un contrôle rapide le pH superficiel par exemple, que la tôle ne garde pas une acidité résiduelle importante. C'est ainsi qu'en vieillissement accéléré, certaines peintures se sont révélées défavorables sur une tôle phosphatée.

Les peintures au minium de plomb sont à déconseiller tandis que les impressions au chromate de zinc sont généralement bien adaptées à ce genre de traitement.

Certains de ces produits judicieusement appliqués permettent de faire l'économie d'une couche de peinture au minium de plomb.

Voici un exemple qui fait ressortir immédiatement la valeur d'une phosphatation, en comparaison avec une tôle rouillée non traitée. Nous avons appliqué en une couche une peinture glycerophthalique sur une tôle traitée, sur une tôle rouillée et sur un verre dépoli. Les courbes de variations de poids sur tôle traitée et sur verre sont voisines, ce qui montre que le métal est resté intact tandis que la courbe de variations de

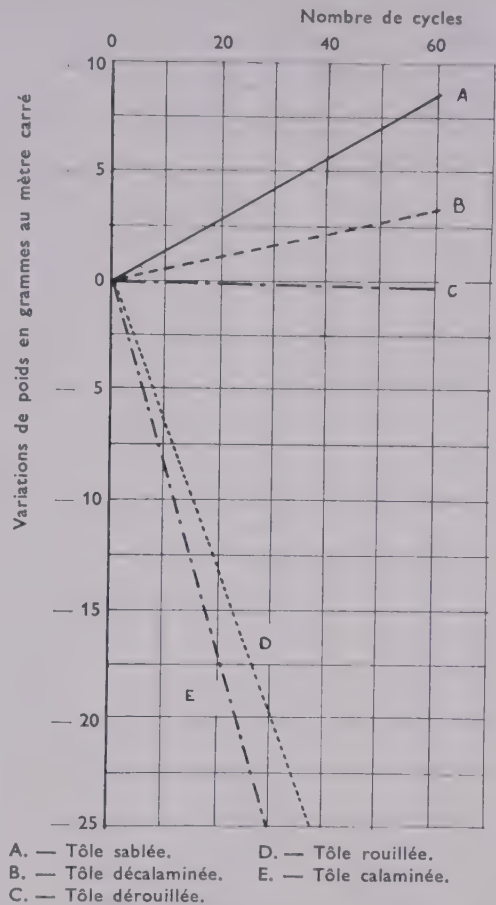


FIG. 2. — Système à l'huile trois couches sur tôle sablée et sur tôle décapée au chalumeau.

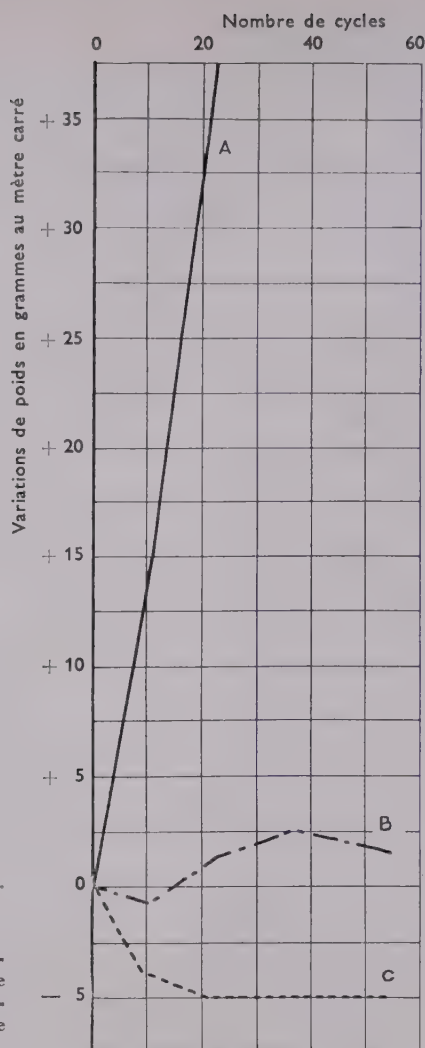
poids de la tôle rouillée s'écarte nettement des deux autres soulignant une augmentation de poids due à la progression de la rouille.

II. Étude de peintures appliquées en système.

Nous allons aborder l'étude de quelques systèmes multicouches proprement dits. Le comportement au vieillissement accéléré nous a permis de considérer certaines peintures plus particulièrement au point de vue de leur liant, tandis que d'autres se caractérisent par leur pigment.

Nous tenons tout d'abord à lever une objection possible. Il est bien entendu que la peinture ne possède ses propriétés que grâce au complexe pigment-liant, aussi l'étude que nous présentons maintenant ne tend qu'à montrer l'influence prépondérante de l'un ou de l'autre de ces constituants.

Il est également utile de préciser que les essais sont arrêtés lorsque la peinture présente à l'intérieur d'un rectangle situé à 1 cm des bords, une dizaine de points de rouille. Les essais ne sont pas poursuivis également lorsque la peinture, ne présentant aucun point de rouille, l'adhérence du revêtement a disparu, ce qui se traduit souvent par une rouille effective de la tôle sous la peinture apparemment intacte.



A. — Tôle rouillée.
B. — Tôle phosphatée.
C. — Verre.

FIG. 3. — Peinture glycérophthalique une couche sur tôle phosphatée et sur tôle rouillée.

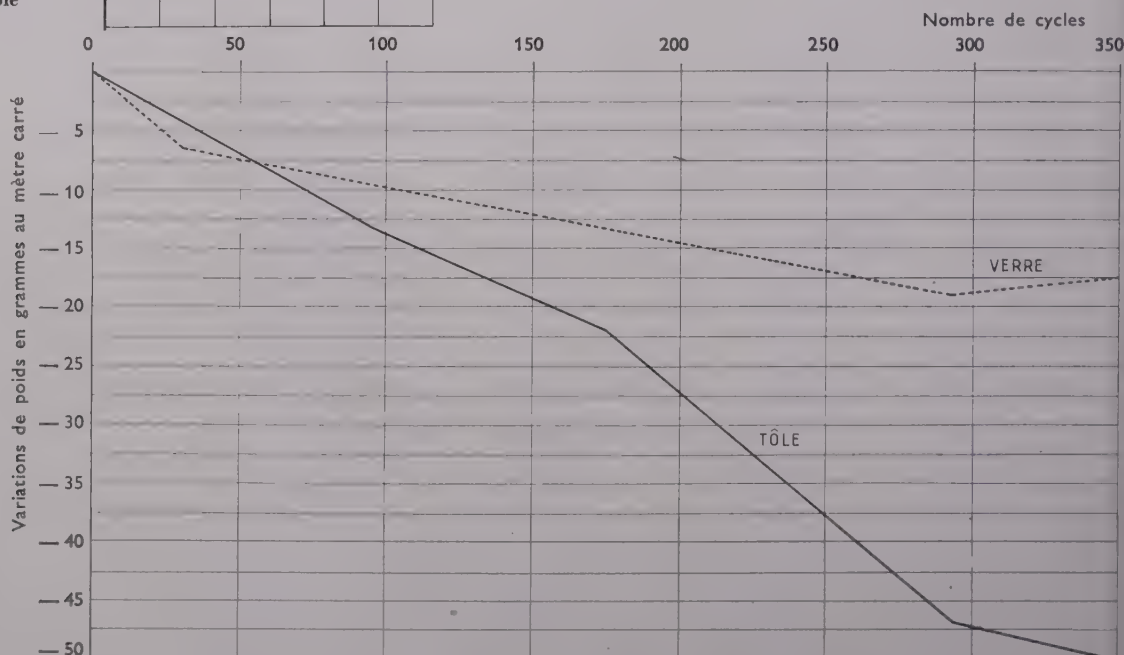


FIG. 4. — Système bitumineux avec couche primaire au minium de plomb.

A. Peintures à liants étanches.

1. Peintures aux bitumes et assimilées.

Dans cette catégorie, on relève habituellement celles qui sont obtenues par dispersion dans un solvant organique. Ces peintures sont utilisées seules et quelquefois sur impression au minium de plomb. Étant donné la plasticité de tels revêtements, ils offrent une permanence d'imperméabilité remarquable.

Au vieillissement, on constate que ces peintures perdent lentement de leur substance et présentent des phénomènes de retrait. Cependant, dans les sillons du faïençage ainsi obtenu, la rouille ne se manifeste que très tardivement.

Dans l'exemple qui suit, nous avons choisi une application en deux couches de peintures au bitume faite sur une impression au minium de plomb.

Après les 350 cycles qui marquent la fin de la protection antirouille, nous constatons entre les courbes verre et tôle, un écart de 32,5 g au mètre carré, chiffre évidemment très faible.

Dans cette catégorie, on trouve également des peintures émulsion. Lorsque l'émulsion est cassée, le film devient continu et moyennant des épaisseurs importantes de peinture de près du millimètre et parfois plus, la protection est réalisée. Ces peintures sont de mise au point délicate car si l'émulsion est assez stable, le stockage peut être indéfini, mais la peinture perd son eau avec une certaine réversibilité; elle est longtemps sensible au ruissellement. Mais si à l'application, l'émulsion se casse très facilement et de façon irréversible, elle est trop instable et on ne peut guère la stocker.

Le vieillissement, par son opération de l'eau courante, nous a souvent donné de tels exemples.

Signalons une expérience faite avec une peinture de cette catégorie, appliquée en deux couches croisées sur tôle.

Le revêtement présente au tracé des courbes, sensiblement la même descente que précédemment.

L'essai n'a pas été poursuivi au delà de cent cycles mais le revêtement présentait une bonne protection.

2. Peintures aux résines plastifiées.

Dans cette catégorie, on peut faire rentrer les peintures au caoutchouc chloré, au caoutchouc isomérisé, puis les peintures aux résines vinyliques et dérivées. Le pigment n'intervient que pour donner une certaine solidité au film. Le film de ces peintures, souple au départ, se révèle après un temps plus ou moins long, dur et cassant ; à ce moment l'adhérence devient déficiente et la protection n'est plus réalisée. Sans prendre d'exemple précis, nous dirons que les courbes verre et tôle s'écartent peu l'une de l'autre et que l'angle fait avec l'axe des abscisses est très faible jusqu'au moment où, pour des raisons indiquées plus haut, la peinture perd son adhérence, la protection est compromise et l'on voit les deux courbes diverger.

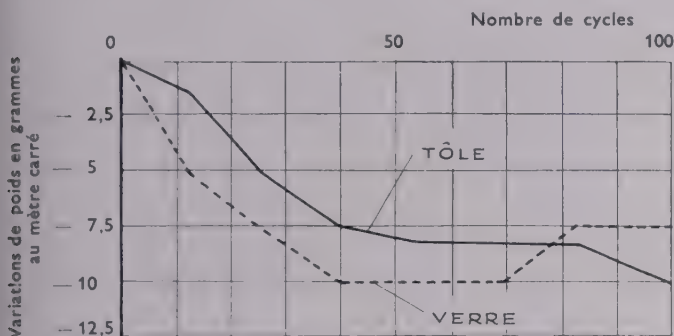


FIG. 5. — Système aux peintures émulsions bitumineuses en deux couches.

B. Peintures à protection pigmentaire.

1. Pigments à structure lamellaire.

Certains pigments tels que l'aluminium, le graphite, le mica, confèrent au film de peinture une imperméabilité uniquement due à un assemblage ressemblant aux tuiles d'un toit.

La composition de la peinture demande une grande mise au point car, au séchage, les pigments ne s'imbriquent qu'à une concentration déterminée et dans le cas contraire, ils perdent entièrement leurs propriétés.

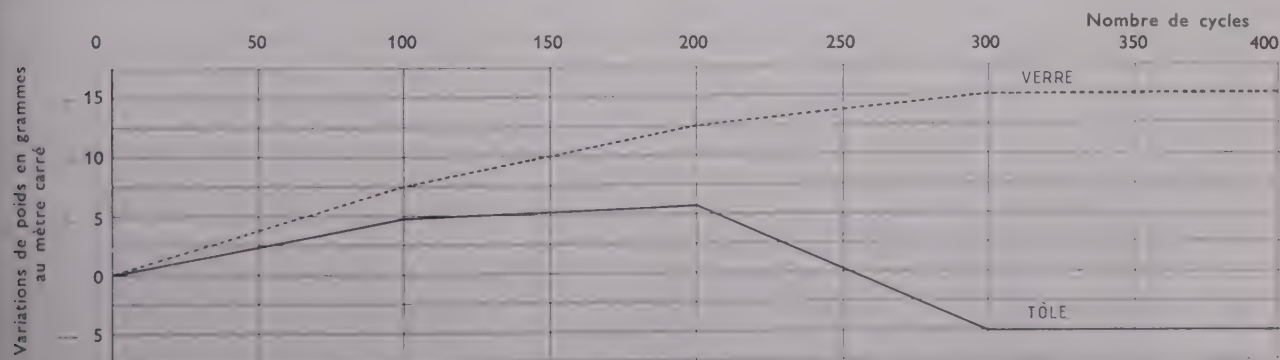


FIG. 6. — Système glycérophthalique aux pigments lamellaires (mica).

C'est ainsi que certaines peintures oléoglycérophthaliques qu'il nous a été donné d'étudier présentent une imperméabilité et une protection anti-rouille atteignant quatre cents cycles. Les deux courbes verre et tôle s'écartent peu de l'axe des abscisses et après quatre cents cycles l'écart « verre » et « tôle » est très faible et de 20 g au mètre carré.

Prenons un autre exemple. Un système multicouche composé de peintures aux vernis gras comprenant une impression à la cyanamide de plomb dont la dernière couche est pigmentée à l'aluminium métal. L'effet du pigment métallique en paillettes se fait sentir jusqu'à cent cycles environ ; en effet les deux courbes matérialisant les variations de poids du verre et de la tôle, s'écartent peu l'une de l'autre, cependant l'oxydation de l'aluminium fait augmenter de façon perceptible, le poids de l'éprouvette. Après cent cycles, on peut considérer que l'aluminium est pratiquement oxydé en totalité car le film a perdu son aspect métallique. A ce moment le feuilletage du pigment a disparu et la peinture se comporte comme si elle ne possédait que des oxydes métalliques comme pigments ; ceux-ci se dissolvent lentement au contact des agents chimiques réalisés dans le vieillissement et la courbe « verre » revient vers l'axe des abscisses tandis que la courbe « tôle » s'écarte notablement de la précédente en raison du début d'oxydation de la tôle. Enfin, à cent cinquante cycles, le revêtement a perdu ses propriétés anti-rouille et une perte d'adhérence de film se manifeste à l'essai de quadrillage. De plus, la tôle a noirci sous la peinture à cause de l'oxydation.

2. Pigments agissant chimiquement.

Dans cette catégorie entrent les impressions au chromate de zinc et les wash-primer. Il n'est pas nécessaire que le liant soit très imperméable car le pigment légèrement soluble dans l'eau, agit comme passivant du métal. Ces peintures n'offrent le plus souvent aucune protection anti-rouille si elles ne sont pas recouvertes rapidement par un système complet. Si on soumet des tôles sablées recouvertes de cette impression directement au vieillissement, la rouille se manifeste non par points, mais par plages dès les premiers cycles, mais leur effet est bien connu si on les recouvre de peinture anti-rouille en système multicouche. En effet, une rayure par laquelle la corrosion peut s'amorcer, rouille difficilement et l'attaque, si elle a lieu, ne se propage que très lentement tandis que les impressions sans effet pigmentaire particulier, laissent la corrosion progresser à la moindre égratignure.

On pourrait dans ce paragraphe, inclure des peintures qui ont fait une récente apparition sur le marché français, nous

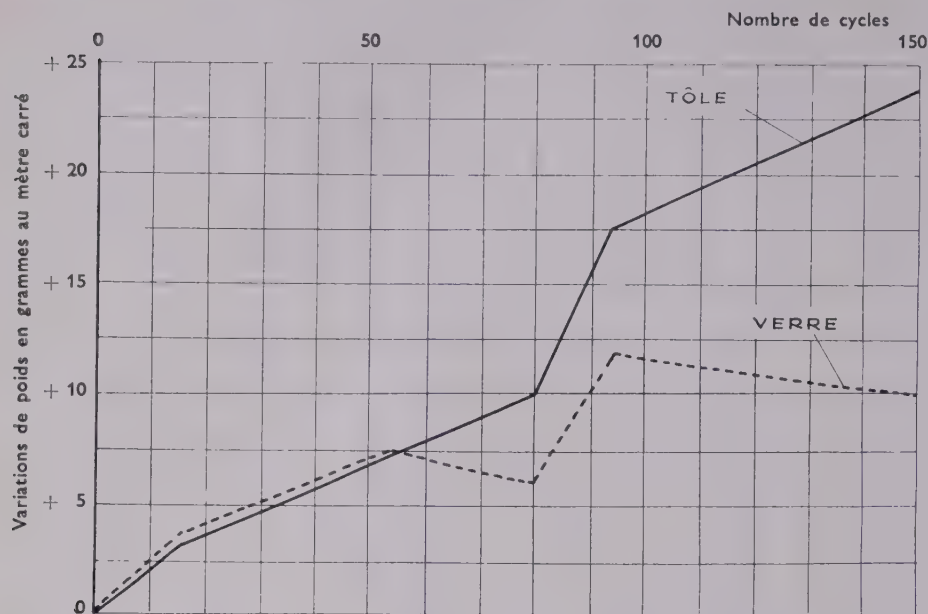


FIG. 7. —
Système aux vernis gras avec couche
primaire à la cyanamide de plomb.

voulons parler des peintures au zinc métal. Nous préférons leur consacrer un paragraphe spécial.

C. Peintures à protection pigment-liant combinés.

Dans cette catégorie, nous rencontrons souvent des impressions dont le liant et le pigment offrent une protection anti-rouille efficace grâce à leur interaction. Il s'agit souvent d'impressions à base de pigments plombifères, c'est-à-dire peintures au minium de plomb, à la cyanamide de plomb, aux sulfates de plomb basique et au plomb métal. Le liant doit être réactif afin de se combiner avec les oxydes libres ou le métal, il est donc nécessaire d'utiliser des liants saponifiables aux huiles siccatives qui forment des composés plombifères organiques mal définis mais particulièrement imperméables.

Nous donnerons un exemple, dans le cadre des peintures spéciales. En effet, la combinaison minium ou plomb métal et huiles styrénées, outre qu'elle offre une imperméabilité intéressante due aux composés plombifères, permet des applications sur des surfaces métalliques mouillées à l'eau douce.

Qu'il nous suffise de préciser que les peintures au minium de plomb ou la cyanamide de plomb à l'huile de lin, peuvent en une couche atteindre et dépasser trente cycles sans manifester aucune amorce de rouille alors qu'une peinture d'impression aux oxydes de fer et d'aluminium présenterait des phénomènes de corrosion bien avant.

Voici un exemple en quelque sorte par l'absurde. Le revêtement mal adapté à la protection anti-rouille est composé de trois couches de peinture à l'huile de lin ayant subi une légère cuisson à savoir :

Une impression au minium de fer ;

Une sous couche et une couche finale grises.

Les courbes de variations de poids du verre et de la tôle s'écartent immédiatement l'une de l'autre et la rouille apparaît avant cinquante cycles.

A ce stade, l'écart est considérable et de 50 g au mètre carré.

Ces accidents sont dus, en grande partie, au manque d'imperméabilité du liant qui n'a pas été compensé par des propriétés spéciales de pigments.

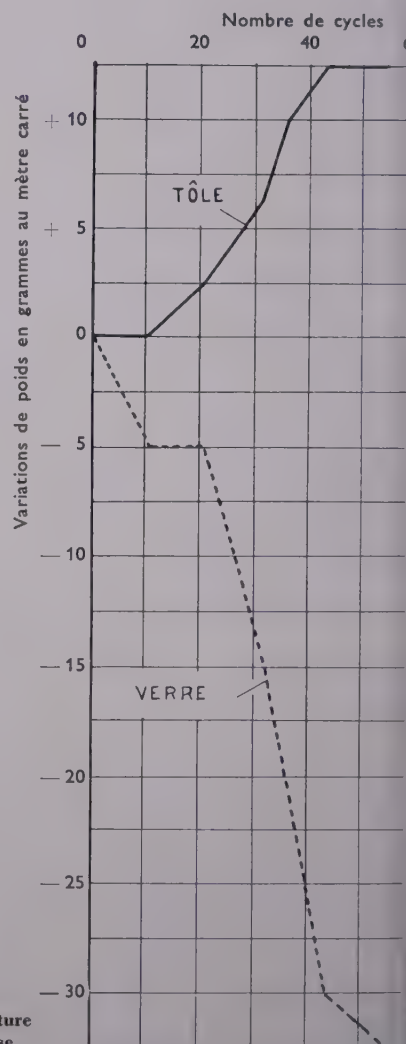


FIG. 8. —
Système à l'huile
Impression minium
de fer
Première couche : peinture
Deuxième couche : grise.

D. Peintures spéciales.

Dans ce chapitre sont incluses des peintures qui pouvaient être étudiées précédemment, cependant nous avons préféré les examiner maintenant en raison des caractères très particuliers qu'elles présentent.

1. Peintures à liant water-repellent.

Ces peintures sont composées d'un liant rendu imperméable par l'action combinée d'un liant réactif sur des pigments tels que le minium de plomb ou le plomb métal. Le liant est un vernis gras modifié généralement par l'adjonction de résines spéciales, on lui incorpore un élément tensio-actif qui permet l'accrochage sur tôle mouillée. Au laboratoire, ces propriétés ont été mises en évidence par des peintures aux huiles styrénées sur des tôles sablées préalablement immergées dans une solution aqueuse diluée de « teepol ». L'application a été faite à la brosse. Au contact du métal, le pinceau chargé de peinture chasse l'eau devant lui, la peinture s'accroche et par un phénomène de suage, élimine l'humidité qui pouvait se trouver sous la peinture. Après séchage complet, trois semaines par exemple, l'adhérence du film est vérifiée à l'essai de quadrillage. Dans le cas des peintures au plomb métal, la présence d'humidité semble favoriser la combinaison du pigment métallique avec le liant.

Nous donnons ci-dessous en exemple, un système en deux couches aux huiles styrénées appliqué sur impression phosphatante.

La peinture a été appliquée avant séchage complet de l'impression phosphatante. La deuxième couche était au plomb métal tandis que la dernière était pigmentée à l'aluminium au graphite.

Le système a résisté plus de quatre cents cycles.

Les courbes des variations de poids se situent très près l'une de l'autre, l'écart est d'ailleurs en fin d'essai, inférieur à 20 g par mètre carré de surface peinte entre le verre et la tôle.

2. Peintures au zinc métal.

La caractéristique de ces peintures est de contenir du zinc métal en poudre à l'exclusion de tout autre pigment. Quant au liant, c'est le plus souvent un mélange de résines dissoutes dans un solvant approprié. Après séchage, le film ne contient en fait, que quelques pour cent de liant afin d'obtenir le

contact le plus intime possible entre le métal et le pigment. Ces peintures que l'on aime à comparer à une galvanisation, agissent sans doute comme anode soluble mais en partie et, seulement dans le cas d'une galvanisation, la rouille n'apparaît que lorsque le zinc a été pratiquement transformé en sels ou oxydes, tandis que dans le cas de la peinture, la corrosion se manifeste avant l'oxydation intégrale du pigment. La petite expérience suivante semble corroborer l'affirmation précédente.

Constituons une peinture avec une solution aqueuse de gélatine et du zinc en poudre de telle sorte que l'extrait sec ait la composition suivante :

Zinc métal.....	95 %
Gélatine sèche.....	5 %

Appliquons à la brosse cette peinture sur plusieurs éprouvettes de tôle sablée, en deux couches par exemple. Laissons sécher et insolubilisons la gélatine au moyen d'une solution tannante. Si nous mettons des éprouvettes aux essais de brouillard salin ou de vieillissement accéléré, nous constatons l'apparition de rouille dès les premières heures ou les premiers cycles. Au contraire, immergeons-en une dans de l'eau de mer reconstituée, nous constatons la formation de salissures de sels de zinc comme dans les cas précédents mais pas d'apparition de rouille. Mieux, prenons les éprouvettes rouillées par l'exposition au brouillard salin ou le vieillissement accéléré et plongeons-les dans l'eau de mer, au bout de quelques heures, la rouille a disparu.

Il semble bien que la tôle revêtue de peinture au zinc métal constitue une pile mais cette pile se polarise au contact de l'air, le brouillard salin et le vieillissement accéléré sont des opérations qui s'effectuent presque entièrement en présence d'air. Autrement dit tant qu'il y a une bonne conductibilité entre le zinc et le fer, la rouille ne se manifeste pas mais si cette conductibilité diminue pour une raison quelconque, la rouille se manifeste, tandis que la tôle galvanisée, offrant le contact le plus intime possible du revêtement avec le fer, il ne peut y avoir formation de rouille s'il subsiste encore du zinc.

Nous allons maintenant prendre un exemple de peinture au zinc telle qu'on en trouve dans le commerce. La peinture a été étudiée en une couche, deux couches et trois couches en comparaison avec une tôle galvanisée dont le revêtement mesure 75 à 80 μ d'épaisseur.

On voit aisément que les pertes de poids sont plus faibles sur la peinture que sur la galvanisation, cela tient sans doute au fait que le liant protège partiellement le zinc de l'attaque chimique.

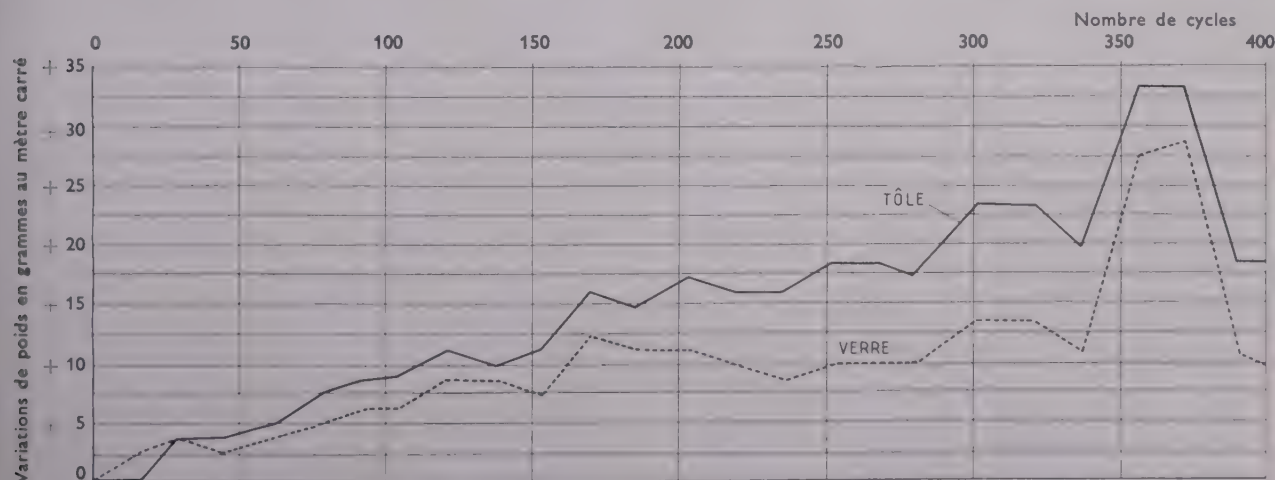
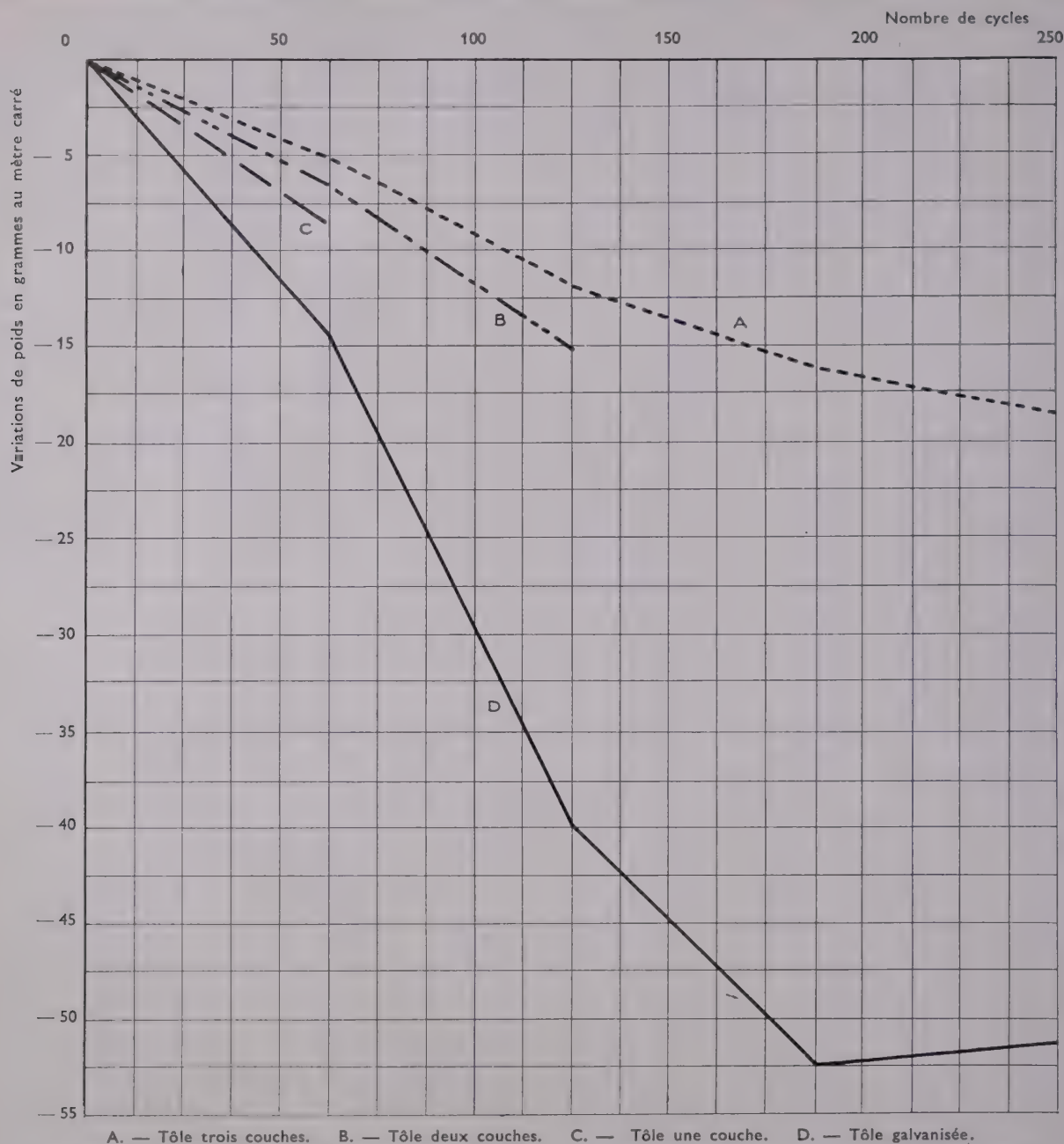


FIG. 9. — Système aux huiles styrénées. Impression phosphatante. Première couche : plomb métal. Deuxième couche : peinture aluminium et au graphite.



A. — Tôle trois couches. B. — Tôle deux couches. C. — Tôle une couche. D. — Tôle galvanisée.
FIG. 10. — Système au zinc métal, en une couche, deux couches et trois couches, en comparaison avec une tôle galvanisée.

Après une couche de peinture, la tôle résiste pendant cinquante cycles. Avec deux couches, la rouille apparaît à cent cycles à peu près en même temps que sur la tôle galvanisée, en trois couches, la rouille se manifeste après deux cents cycles.

On voit qu'il s'agit de systèmes de protection tout à fait intéressants si on les compare à la tôle galvanisée.

Il est évidemment utile de préciser que dans des atmosphères très chargées en gaz sulfureux comme les grandes agglomérations, si la tôle galvanisée se détruit rapidement, il semble difficile d'espérer beaucoup plus de ces peintures.

III. Tableau résumant les propriétés respectives des peintures antirouille mais nous avons cherché à dégager quelques grandes classes d'après leur composition.

Nous n'avons pas la prétention d'englober ainsi toutes les peintures antirouille mais nous avons cherché à dégager quelques grandes classes d'après le mode de protection.

Le tableau ci-après (p. 579) montre que les différentes sortes de peintures ne s'opposent pas mais correspondent à des utilisations déterminées.

CONCLUSIONS

Nous nous étions donné comme but de montrer comment une méthode née d'observations naturelles pouvait permettre l'étude des peintures et en particulier des protections anti-rouille. Nous ne voudrions pas achever cet exposé sans parler très sommairement des essais d'expositions naturelles auxquelles nous nous devons de rattacher les vieillissements conduits en laboratoire.

Nous poursuivons depuis quatre ans une expérience sur plusieurs systèmes de peintures anti-rouille exposés rue Brancion et dans nos laboratoires annexes de province et d'outre-mer.

Ces peintures, sélectionnées par les fabricants qui nous les ont confiées, ont toutes donné des résultats très satisfaisants aux essais de laboratoire.

Les observations sur place n'ont pas encore permis d'éliminer les moins bonnes et nous avons tout lieu de supposer que cette sélection ne se fera qu'au bout de plusieurs années.

Une première expérience qui portait sur des peintures de bâtiments extérieurs sur différents subjectiles et notamment sur fer, nous avait permis de tenter un classement en faisant intervenir comme élément principal la nature du liant, par ordre croissant :

Peintures à l'huile de lin crue ;

Peintures aux huiles siccatives ayant subi des traitements spéciaux tels que des cuissons ;

Peintures aux vernis gras modifiés par adjonction de résines ;

Peintures au caoutchouc chloré.

En fait, ce classement est incomplet puisque certaines catégories de peintures n'y sont pas représentées et de plus, le rôle des pigments n'avait pu être nettement dégagé en raison de leur diversité.

En revanche, nous avons pu ordonner les stations d'exposition. En effet, les climats secs sont les moins défavorables aux peintures. Viennent ensuite les atmosphères rurales non acides, puis par ordre d'agressivité croissante, les atmosphères industrielles non maritimes chargées de vapeurs acides, les installations portuaires comprenant outre l'acidité, les embruns venant de la mer, enfin les atmosphères coloniales réunissant chaleur, humidité, brouillard salin et même dans certains cas, fumées acides.

C'est pourquoi notre étude en laboratoire ne s'est pas bornée à un vieillissement accéléré standard mais à trois types principaux comme nous l'avons exposé au début.

Nous savons que la valeur des vieillissements accélérés est encore très discutée et pourtant, nous avons tenté par ce mode d'exposé, de dégager l'intérêt de cette méthode, jeune encore, qui doit prendre place parmi les méthodes scientifiques.

(Reproduction interdite.)

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

JUIN 1956

Neuvième Année, N° 102.

Série : TRAVAUX PUBLICS (37).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

VISITE DE CHANTIER DU 15 JUIN 1956



(Photographie Durandaud, Paris.)

Vue aérienne des chantiers (juillet 1955). — Au premier plan terre-plein et bureaux; au fond dérivation éclusée.

LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE FLUVIAL D'ANDRÉSY SUR LA BASSE-SEINE

par **M. Marcel BLOSSET**,
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

PRÉAMBULE

Sans prétendre à l'ampleur des réalisations de barrages construits au cours de ces dernières années, tant pour les besoins de la navigation que pour ceux de l'agriculture et de la production d'énergie hydro-électrique sur le Rhône et sur le Rhin, on peut admettre que la construction du barrage moderne d'Andrésy, en aval immédiat du confluent de la Seine et de l'Oise, compte, elle aussi, parmi les œuvres maîtresses de la technique française et fait honneur à ses projecteurs et à ses réalisateurs.

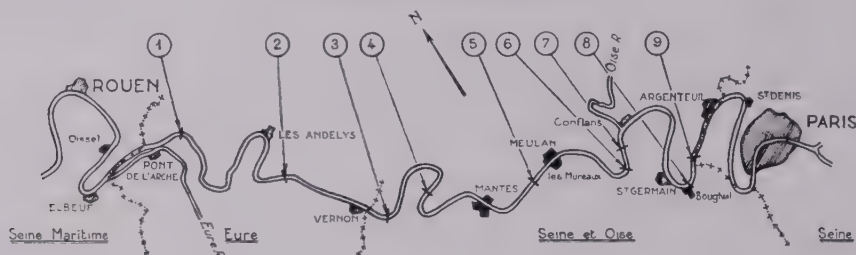
Après un bref rappel historique de la canalisation de la Basse-Seine entre Paris et Rouen, nous indiquerons les grandes lignes des projets d'aména-

gements envisagés dans cette même section de voie navigable.

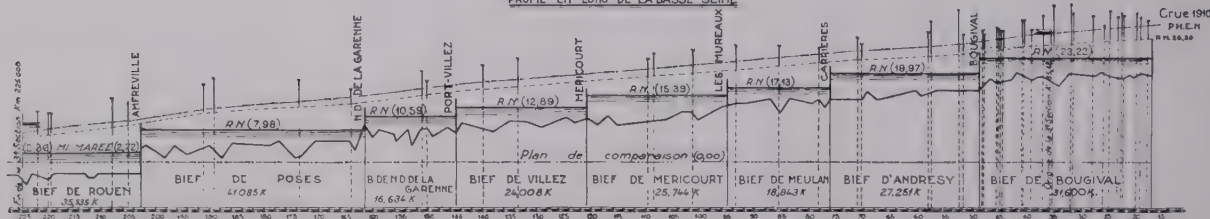
Les pages qui suivront traiteront, d'une manière plus détaillée :

- de la mise au concours d'un nouveau barrage à Andrésy et du choix de la solution ;
- des principales dispositions du marché approuvé ;
- des modalités d'exécution des travaux du barrage ;
- des travaux restant à exécuter entre Conflans et l'aval des Mureaux.

PLAN DE LA SEINE DE PARIS A ROUEN



PROFIL EN LONG DE LA BASSE SEINE



Plan et profil en long général de la Basse-Seine.

RÉSUMÉ

Les travaux ont pour objet de remplacer un très ancien barrage à fermettes et aiguilles à manœuvres manuelles par un ouvrage moderne à grandes vannes levantes à manœuvre électromécanique.

Après la description du barrage en service et de ses inconvénients, l'auteur expose la procédure suivie pour le choix de l'entrepreneur, puis décrit les travaux, commencés en 1953 et qui doivent s'achever au début de 1957.

Le barrage est fondé sur pieux de béton armé, battus verticalement ou obliquement (pour résister à la pression de l'eau) ; un essai architectural intéressant pour les piles ou culées a été réalisé par coffrages en bois d'épaisseurs différentes.

Les trois passes navigables ont chacune 30,50 m et peuvent être fermées par deux éléments mobiles manœuvrés par chaînes Galle et moteurs électriques placés dans les cabines supérieures. Un ensemble de bâtiments, ateliers et logements, est également en cours de construction.

Ultérieurement deux écluses accolées au barrage remplaceront les ouvrages actuels, trop vieux et d'un rendement trop réduit.

SUMMARY

The object of the scheme is to replace a very old hand-operated frame and needle weir by a modern construction with electrically operated lifting gates.

After a description of the existing weir and its inconveniences, the author gives details of the procedure adopted in the choice of the contractor, then goes on to describe the work, which was started in 1953 and which will be completed at the beginning of 1957.

The foundations of the weir are reinforced concrete piles placed vertically, or obliquely (to resist the water pressure), and a very interesting architectural experience has been made in the piers or abutments by using wooden forms of different thicknesses.

The three navigable passes are each of 100 ft. and may be closed by means of two mobile elements operated by roller chains electrically driven by motors placed in the upper cabins.

A number of buildings, workshops and houses are also in course of construction.

In due course two locks disposed on each side of the weir will replace the existing equipment, which is too old and of insufficient capacity.

I. — LA CANALISATION DE LA BASSE-SEINE ET LES OUVRAGES DE NAVIGATION ENTRE PARIS ET ROUEN

Jusqu'en 1838, les bateaux naviguant entre Paris et Rouen mettaient 15 à 25 jours pour accomplir un trajet de 240 km : la traction d'une péniche exigeait dans les « bonnes sections », six à huit chevaux qui devaient traverser le fleuve jusqu'à cinquante deux fois en raison du mauvais état de certains chemins de halage et des changements de rive du chenal dans les courbes ; des passages rétrécis (pertuis de la Morue, à Bezons, du Petit Andely, etc...) et des ponts à arches multiples (Poissy, Meulan, Mantes, Vernon, Pont-de-l'Arche...) obligeaient souvent à quintupler le nombre des chevaux...

La réussite du barrage mobile à aiguilles et fermettes, créé par Poirée sur l'Yonne en 1834, devait seule permettre la transformation du fleuve à courant libre en fleuve canalisé et, en 1838, on entreprenait les ouvrages indispensables à l'amélioration des passages les plus difficiles, avec un mouillage minimum de 1,60 m : barrage de Bezons et écluse de Bougival d'abord, puis, en 1846, barrage d'Andrésey et barrage éclusé de Denouval, en 1847 barrage éclusé de Notre-Dame-de-la-Garenne, en 1850 barrage de Poses, en 1853 barrage de Meulan.

En 1859, le mouillage minimum était porté à 2 m et jusqu'en 1878, on exécuta des travaux d'exhaussement du barrage d'Andrésey et de construction des barrages éclusés de Martot, de Suresnes et de Port-Villez.

Enfin, les lois des 6 avril 1878 et 21 juillet 1880 prescrivirent la réalisation d'un mouillage de 3,20 m, qui est celui existant encore actuellement, par la transformation de certains barrages à aiguilles, dont l'emploi n'était possible que jusqu'à une certaine limite, en barrages à rideaux permettant de donner aux retenues d'eau une hauteur plus considérable, et par la construction de nouvelles écluses. Pour racheter, la pente naturelle de 25,50 m existant entre l'amont de Paris et le niveau des marées à Rouen, neuf biefs ont, en définitive, été établis, qui subsisteront sans modifications importantes ⁽¹⁾ jusqu'en 1939 et que l'on a l'habitude de désigner par l'emplacement de leur barrage et de leur écluse double (grande de 140 m à 220 m, petite de 42 m en général),

— Suresnes ; Chatou-Bougival ; Andrésey-Denouval ; Carrières-sous-Poissy ; Les Mureaux-Meulan ; Méricourt-Sandrancourt ; Port-Villez ; Notre-Dame de la Garenne - Port-Mort ; Amfreville - Poses ; Martot-Saint-Aubin.

En février 1939, les ouvrages les plus en aval, proches d'Elbeuf, furent supprimés à la suite de dix années d'importants travaux dirigés par notre prédécesseur Jean Parmentier, depuis Président de Section, puis Vice-Président du Conseil Général des Ponts et Chaussées ⁽²⁾ ; le nombre de barrages éclusés en aval de Paris était ainsi réduit à huit.

II. — INCONVÉNIENTS DES DISPOSITIONS ACTUELLES ; PROJETS D'AMÉNAGEMENTS ET DE SUPPRESSION DE BIEFS

Dans le court historique qui précède, nous avons souligné les dates de construction des ouvrages les plus importants, dont les barrages d'Andrésey et de Denouval. Inchangés depuis 110 ans, ces barrages sont toujours du système Poirée à fermettes et aiguilles et manœuvre exclusivement manuelle.

L'ossature d'un tel barrage est, nous le rappelons, constituée essentiellement par une série de cadres métalliques de forme trapézoïdale, renforcés par des diagonales, formant de petites fermes ou fermettes ; normalement, ces fermettes sont verticales, parallèles entre elles et espacées de 1 mètre environ dans le sens du courant ; elles peuvent, le cas échéant, pivoter autour d'un axe inférieur horizontal dont les extrémités sont fixées dans des crapaudines scellées dans le radier de maçonnerie construit en travers de la passe à boucher.

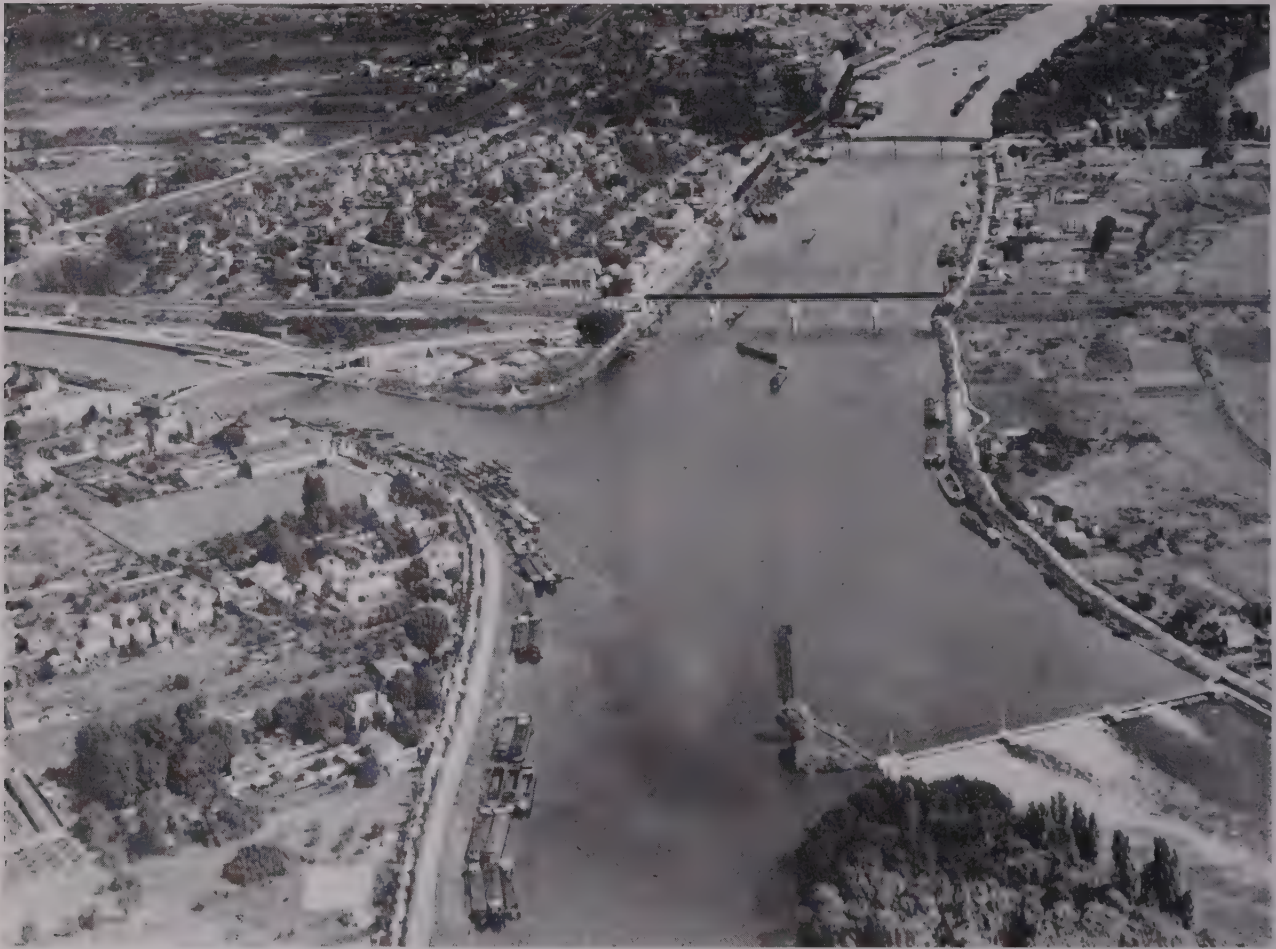
À leur partie supérieure, les fermettes sont réunies l'une à l'autre à l'amont et à l'aval, au moyen de deux barres horizontales mobiles munies à leurs extrémités d'un œil qu'on engage dans des goujons fixés à l'entretoise supérieure des fermettes : la barre

d'amont sert d'appui à des pièces de bois de section carrée (0,10 m × 0,10 m) les « aiguilles », dont la partie inférieure repose sur une saillie du radier. Une passerelle formée de quelques planches posées sur le haut des fermettes, permet la circulation — d'ailleurs malaisée — et les manœuvres.

Ces dernières s'effectuent comme suit : les aiguilles juxtaposées constituent la bouchure, elles restent en place par la pression de l'eau du bief amont ; quand des crues se produisent et qu'il faut abattre (ou effacer) le barrage, l'agent chargé de la manœuvre doit d'abord dégager une aiguille par sa tête, la soulever du seuil à l'aide d'un treuil à bras et la ramener, contre le courant, sur la passerelle, opération pénible et dangereuse pour des barrages

⁽¹⁾ À l'exception des barrages de Suresnes et Bezons remplacés le premier par un ouvrage mixte à hausses Aubert et à grandes vannes, le second transféré à Chatou avec grandes vannes mues électriquement et hydrauliquement.

⁽²⁾ Construction d'une grande écluse de 220 m × 17 m et transformation de la seconde écluse à Amfreville, calibrage du chenal de Poses à l'aval d'Elbeuf dans le bief fluvio-maritime de Rouen.



(Photographie Durandaud, Paris.)

Confluent de la Seine et de l'Oise; au fond ponts rail et route; au premier plan barrage actuel d'Andrésey (aiguilles).

comme celui d'Andrésey, dont chaque aiguille a 4,50 m de hauteur et pèse près de 50 kg.

Les aiguilles enlevées, on démonte la passerelle en commençant par une extrémité, on enlève les barres horizontales et on couche les fermettes une à une sur le radier; inversement à la décrue, on relèvera les fermettes, abattues comme un château de cartes, en les tirant avec une chaîne depuis une extrémité, on rétablira les liaisons horizontales et la passerelle; enfin, on fera glisser verticalement chaque aiguille par un tour de main particulier et on obtiendra ainsi la bouchure.

Nous avons dit plus haut que le barrage d'Andrésey, construit pour un mouillage de 1,60 m fut exhaussé en 1859 pour obtenir un mouillage de 2 m, enfin surélevé une seconde fois, en 1882, pour obtenir le mouillage de 3,20 m décidé par la loi de canalisation dite de Freycinet.

Déjà, dans la première partie de son existence cet ouvrage avait eu de multiples avaries dont on retrouve trace dans les anciens « comptes d'inspection » du Service : en 1860, défauts du radier; en 1877, bris de 17 fermettes par choc d'un bateau dérivant (coût de la réparation : 26 000 F de l'époque); en 1890, rupture de 12 fermettes par usure anormale dans la partie centrale et remplacement de toutes les fermettes, etc... La suite serait fastidieuse.

Et nous arrivons aux dix ou douze dernières années, où les plus graves incidents se produisirent, relevés par les rapports d'ingénieurs encore en service actuellement : en 1943, la mère d'un barragiste circulant sur la passerelle pour se rendre à son domicile glisse par temps de gel et se noie. En juillet 1944, une bombe dérivante lancée par les F.F.I. de Conflans produit une brèche de 7 m, détruisant 5 fermettes et 50 aiguilles, rasant le seuil de



Carrières-sous-Poissy : grande et petite écluses; au second plan bras du barrage.

Denouval : barrage à aiguilles; église (hors service): au fond dérivation éclusée.

(Photographie Ducandaud, Paris.)



(L'Aérotographie, Paris.)

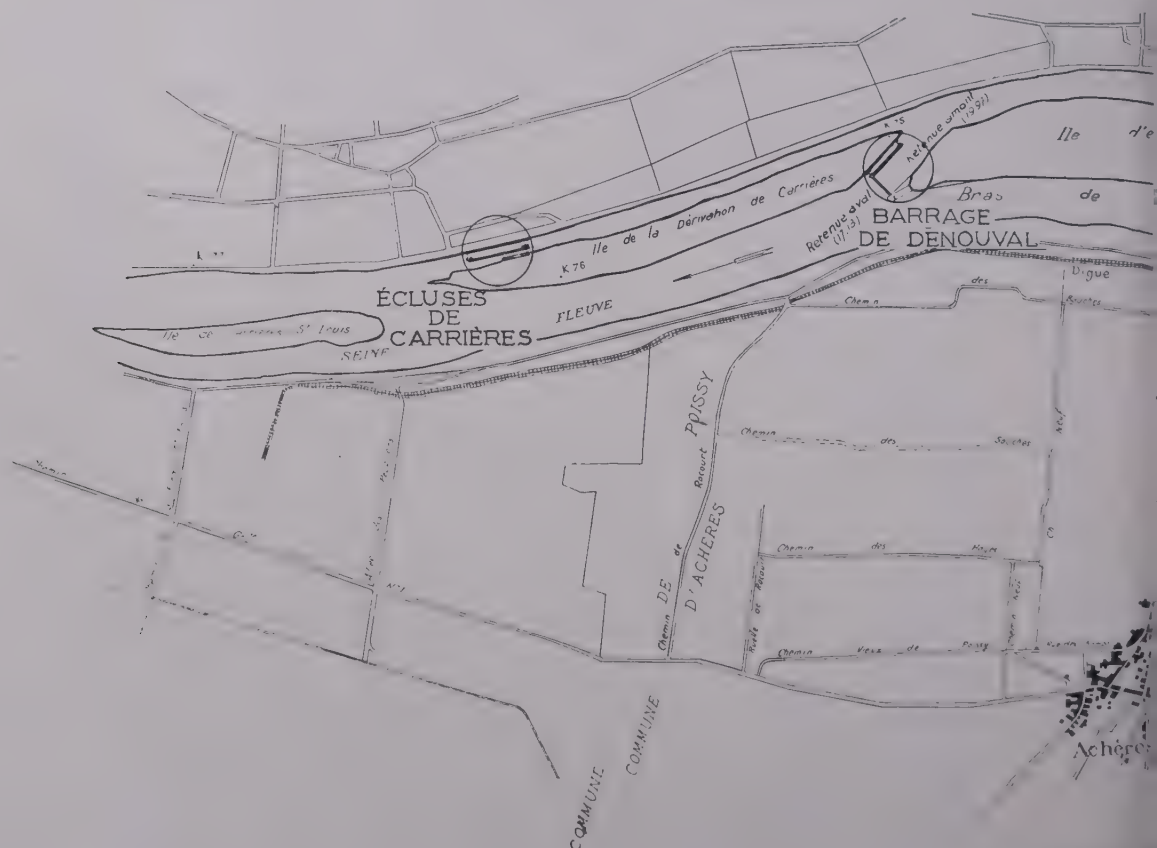
maçonnerie sur plusieurs mètres : le rabais de 1,50 m qui en résulte assure ainsi l'échouement des bacs allemands d'amont qui devaient passer les chars de combat... la réparation s'effectue à l'aide d'un batardeau flottant en le temps record de 40 jours seulement (8 septembre-28 octobre 1944). Pendant l'hiver 1947, deux remorqueurs, à quelques jours de distance, accrochent les fermettes couchées et les écrasent. En décembre 1950, après une manœuvre d'abatage sans autre inconvénient que sa durée (plus de 11 heures), le relevage des fermettes doit être interrompu, la chaîne de liaison s'étant coincée dans le radier maçonné déchiqueté : le crochetage au treuil est inopérant, finalement, devant la menace de rabais, et par analogie avec un accident de même genre arrivé en 1939 au barrage le plus aval de la Basse-Seine (Martot, maintenant supprimé) une forte bigue flottante est amenée de Rouen, constituant un point d'appui pour un batardeau à l'abri duquel la chaîne peut être dégagée; en novembre 1951, une épave provenant d'un pont provisoire (deux pieux de 8 m et moises) s'engage dans une passe et accroche les fermettes abattues. Entre janvier et avril 1952, on note cinq accrochages de fermettes

mal abattues par des ancrs encore traînantes malgré les interdictions. Enfin, en février 1953, c'est une souche qui se coince et interrompt pendant quatre jours la manœuvre, ce sont des accidents de personnel, chutes à l'eau, etc...

Devant les dangers que risquerait la navigation dans la région de Conflans, en cas de difficulté du relevage du barrage, nous avons, en 1950, acheté au port de Rouen et fait amener à proximité du barrage, une carcasse de chaland en béton armé (43,60 m x 7,64 m), laquelle, en dernière extrémité, pourrait être coulée en travers de la passe avariée et après étré sillonnement de la coque très mince ($e = 10$ cm), bourrage de sable et surhaussement d'un masque en charpente, obstruerait la passe et maintiendrait le niveau amont.

Fort heureusement, nous n'avons pas eu à en arriver à cette solution risquée au cours des hivers qui ont précédé la construction du nouveau barrage.

L'exposé qui précède montre suffisamment quels inconvénients majeurs résultent, tant pour l'exploitation technique que pour l'exploitation commer-



Plan de situation

ciala du fleuve, de la vétusté du barrage d'Andrésy⁽¹⁾.

C'est pourquoi, à l'intérieur de la première étape du programme général d'aménagement de la Basse-Seine fixé par décisions ministérielles des 10 août 1922 et 5 novembre 1940⁽²⁾, a-t-il été prévu la reconstruction du dit barrage et sa transformation en ouvrage moderne.

Choix de l'emplacement.

L'emplacement du nouvel ouvrage ne pouvait être choisi qu'à l'aval du barrage actuel, sous peine d'introduire entre Conflans et Paris une nouvelle retenue, gênant considérablement le trafic. Un tel emplacement permet, en outre, d'exécuter les

(1) Dont la lenteur de manœuvre (avec 1 100 aiguilles à enlever et 120 fermettes à coucher) n'est pas le moindre, d'autant que les deux barrages d'amont, Chatou et Suresnes, sont à manœuvre mécanique et par suite très rapide.

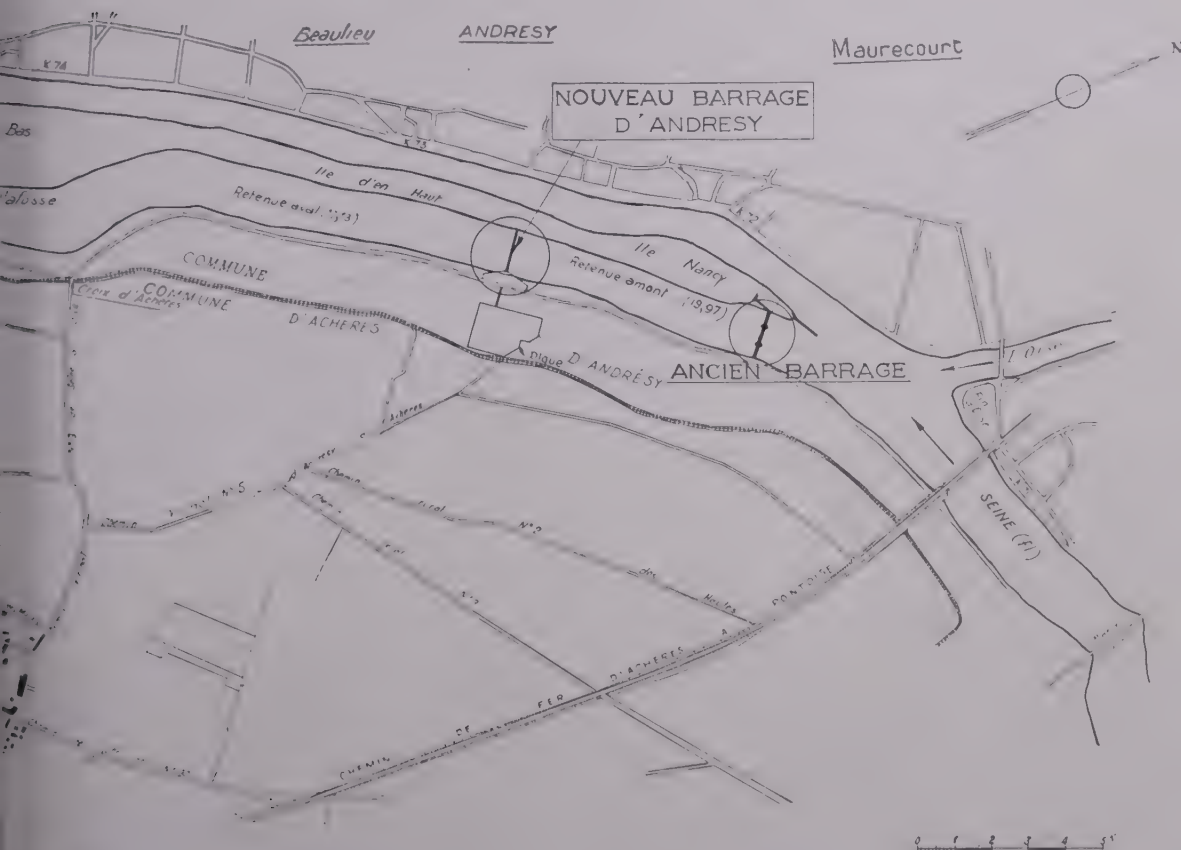
(2) Fusion des biefs de Meulan et de Méricourt, par suppression des ouvrages des Mureaux avec abaissement du niveau de retenue de ce dernier bief de la cote (17,13) à la cote (15,70) en première phase, puis relèvement à (16,30) après transformation des ouvrages de Méricourt; suppression enfin des ouvrages de Port-Villez; il ne restera plus, à ce moment, que six éclusages entre Rouen et Paris.

travaux à l'abri du barrage actuel et, par suite, de bénéficier d'une réduction de la profondeur d'eau, au chantier, de 2,80 m pendant la plus grande partie de l'année.

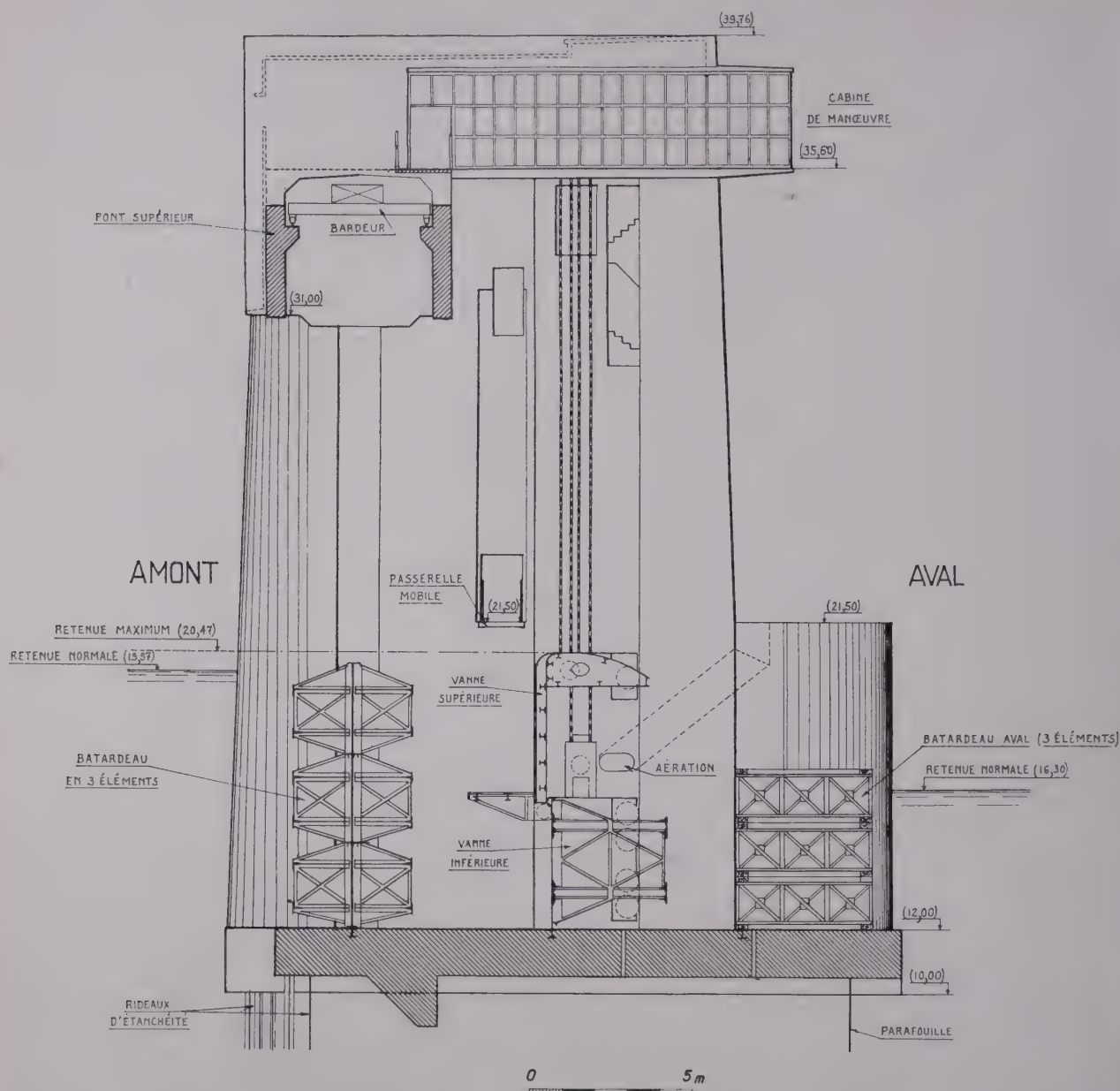
D'autre part, le nouveau barrage ne pouvait être prévu qu'à l'amont du barrage de Denouval, sous peine d'avoir à construire un ouvrage offrant la totalité du débouché nécessaire pour l'ensemble de la rivière.

L'emplacement finalement choisi se situe à 700 m environ à l'aval du barrage actuel. Ce choix tient compte : de la nécessité d'avoir un terrain de fondation convenable; du souci de réduire le plus possible l'incidence sur les terrains riverains (zone d'épandage de la Ville de Paris) de la surélévation du plan d'eau entre l'ancien emplacement et le nouveau; du souci, enfin, de limiter les expropriations, notamment celles de terrains bâtis.

L'emplacement permet, en outre, de construire un groupe d'écluses accolées au barrage, en remplacement des écluses actuelles de Carrières-sous-Poissy, groupage qui facilitera l'exploitation et réduira le cube des dragages.



es ouvrages.



Coupe en travers du barrage.

Avant-projet des ingénieurs de la Basse-Seine.

Sans entrer dans le détail des études, faites de 1940 à 1950, voici les conclusions auxquelles nous avons abouti :

L'ouvrage comporterait trois passes semblables présentant chacune un débouché linéaire de 30,50 m et un débouché superficiel total de 956 m² sous la

cote des plus hautes eaux navigables (22,45) le débouché complémentaire nécessaire pour obtenir les 1 635 m² qui correspondent à un écoulement suffisant des eaux par une très forte crue (1910), serait assuré d'une part par le barrage de Denouval transformé (350 m²), d'autre part par de nouvelles écluses qui seraient aménagées pour servir à l'écoulement des eaux en cas de grande crue (320 m²).

III. — CONCOURS POUR LA CONSTRUCTION D'UN BARRAGE MODERNE A ANDRÉSY

Statuant sur les propositions des ingénieurs et au vu des résultats favorables de la conférence mixte ouverte entre les différents services intéressés, le Ministre des Travaux Publics et des Transports, par décision du 3 mai 1947, prescrivait l'ouverture d'une enquête d'utilité publique dans les conditions du décret du 2 mai 1936 modifié par le règlement d'administration publique du 20 août 1938 et d'une enquête parcellaire relative à l'expropriation des terrains nécessaires.

Les formalités précédentes ayant été accomplies, un décret du 28 mars 1950, pris après avis du Conseil d'État, déclarait finalement « d'utilité publique les travaux relatifs à la reconstruction des barrages d'Andrésey (et Denouval) suivant les dispositions de l'avant-projet présenté par les ingénieurs les 11-17 septembre 1947 et 16-18 décembre 1948 ».

Le 25 juin 1951, une nouvelle décision ministérielle approuvait le détail estimatif réévalué de l'avant-projet concernant le barrage d'Andrésey seulement (1) et décomposé comme suit :

dragages en rivière	26 millions
déblais pour fondations	3 —
terre-pleins et remblaiements.....	12 —
fondations en pieux de béton.....	9 —
maçonneries, piles et radiers.....	163 —
parties métalliques (bouchure mobile).	248 —
mécanismes	40 —
somme à valoir.....	49 —
	<hr/> 550 millions

et autorisait l'ouverture d'un concours, cette dernière procédure devant laisser aux concurrents une large initiative en leur donnant la faculté de présenter, en variantes, des projets d'un type différent de l'avant-projet de l'Administration (trois vannes levantes de 30 m), sous réserve du respect du gabarit de navigation et des cotes d'eau en étiage et en crues.

Une commission de jugement était également instituée, comprenant outre l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées du Service de la Navigation de la Basse-Seine, Président, d'éminents spécialistes des questions de barrages fluviaux (MM. Nizery, Henry, Gilbert et Beau), un représentant du Service de l'Aménagement de la Région parisienne, et l'Ingénieur d'arrondissement (M. Méo), rapporteur, le chef de la subdivision d'études et de travaux (M. Plénat) secrétaire.

Ouvert en juin 1951, après une très large publicité, le concours attirait 29 entreprises ou groupes d'entreprises, ce chiffre étant finalement réduit à 12 après une première élimination. La plupart des entreprises

ayant présenté plusieurs projets, la commission se trouvait finalement en présence de 27 projets dont les détails estimatifs variaient de 563 à 2 558 millions...

Le devis-programme laissait toute initiative aux concurrents pour le choix du type de barrage et pour ses fondations. Les projets présentés offraient une grande diversité : vannes-levantes de type classique ou de type nouveau, vannes-toits, vannes-secteurs, hausses mobiles. Le profil du terrain de fondation remis aux concurrents indiquait une couche d'argile affleurant sous les alluvions et sous un banc de calcaire coquiller, à une cote voisine de (6,00) alors que la craie compacte était rencontrée vers la cote (— 10,00), certains projets prévoyaient la fondation des piles sur les alluvions. La comparaison des prix demandés par les entreprises qui avaient présenté deux variantes (fondation sur alluvions et fondations sur pieux) montrait d'ailleurs que la différence était peu sensible, de l'ordre de 2 à 5 % : en raison des tassements qui étaient à craindre vu la nature des terrains signalés aux entreprises par des graphiques précis de sondages exécutés au préalable, les projets comportant des fondations exclusivement sur alluvion étaient éliminés.

De même, la commission éliminait les solutions ne comportant que deux passes, estimant, à juste titre, qu'une interchangeabilité des organes de manœuvre Suresnes-Chatou-Andrésey était indispensable, imposant par conséquent trois passes de 30,50 m comme prévu à l'avant-projet.

Les hypothèses faites par les entreprises concernant la nature des fondations étaient d'une telle diversité que la Commission décidait :

a) de procéder à des essais de laboratoire devant permettre de fixer le taux de travail maximum et la charge à faire supporter aux pieux battus jusqu'à la craie (1) ;

b) de faire battre — en présence des services techniques des entreprises — un pieu d'essai dans la zone du futur radier.

Après avoir procédé à l'audition des ingénieurs projecteurs des diverses entreprises, la Commission, travaillant par éliminations successives, rejetait trois projets de vannes-secteurs, deux à cause de leur prix élevé (2 300 millions environ et 1 395 millions), un en raison du prix relativement élevé (863 millions) et pour des raisons techniques (type de vannes non encore réalisé, fondations insuffisantes).

Un projet avec hausses mobiles était également éliminé pour des raisons diverses et notamment en raison de son prix élevé (1 026 millions).

(1) La transformation du barrage de Denouval étant considérée comme de seconde urgence.

(1) Les procédés par fondations à l'air comprimé étant a priori rejetés en raison de leur coût.

La Commission éliminait enfin trois projets comportant des vannes-toits : ces projets n'offraient pécutiairement aucun avantage par rapport aux vannes levantes, avec des dispositions inacceptables pour les projets dont les prix étaient les moins élevés.

Après ces éliminations, la Commission n'avait plus à examiner que des offres comportant des projets avec vannes levantes ou hausses mobiles. Deux projets avec vannes levantes furent éliminés en raison des prix (plus de 1 milliard) et pour diverses observations techniques.

Il restait alors sept concurrents en ligne, chacun d'eux ayant présenté des projets avec vannes levantes, le dernier ayant en outre présenté un projet avec hausses mobiles.

Pour arriver à départager ces concurrents, la Commission décida de procéder à une nouvelle consultation, s'appuyant à cet effet sur un article du devis-programme rappelant les dispositions de la circulaire du 30 décembre 1910, relative au cas où aucun projet ne serait jugé entièrement satisfaisant.

Chacune des entreprises recevait en mai 1952 une lettre l'avisant des observations faites par la Commission sur ses projets. En outre, la Commission leur donnait des règles communes à adopter concernant le rideau d'étanchéité amont, la parafoille aval, les conditions auxquelles devraient répondre les pieux battus et les pieux forés, les dosages en ciment des bétons ; les concurrents étaient avisés que les plis seraient ouverts le 6 juin 1952 en séance publique.

Après cette nouvelle consultation, les offres reçues variaient entre 600 millions et 922 millions, presque tous les concurrents ayant présenté des projets comportant des variantes.

La Commission constata, à ce moment que, malgré les directives qu'elle avait données pour rendre les projets comparables entre eux autant que possible, il subsistait des différences très importantes concernant certains postes, notamment les épaissements. D'autre part, pour les batardeaux d'entretien la Commission avait signalé aux concurrents qu'il était possible d'utiliser des batardeaux d'entretien exposés au barrage de Chatou.

Certains concurrents prévoyaient cependant la fourniture de deux batardeaux neufs, d'autres l'utilisation du batardeau aval de Chatou à l'amont d'Andrézy, d'autres le même batardeau à l'aval d'Andrézy, d'autres, enfin, l'emploi de deux batardeaux amont et aval de Chatou, bien que le batardeau amont de Chatou, composé d'une seule pièce, ne soit pas transportable sans transformations onéreuses.

Afin d'arriver à comparer les prix, la Commission décida d'apporter des corrections aux prix offerts par les entreprises afin de les rendre comparables.

Dans ces conditions, l'entreprise la moins coûteuse présentait une offre rectifiée, s'élevant à 651 millions, mais les bouchures mobiles étaient constituées par deux vannes superposées avec solidarisation par encliquetage ; si le nombre de treuils était ainsi

réduit, il n'en restait pas moins que la manœuvre « journalière » de stabilisation de la retenue amont devenait délicate ; compte tenu de sérieuses critiques concernant en outre le génie civil, le projet ne pouvait être retenu bien qu'étant un des moins onéreux.

Le second groupe d'entreprises, par ordre croissant de dépenses, comportait diverses variantes s'échelonnant, après rectifications, de 637 à 647 millions ; le principe de la bouchure consistait à employer une vanne cylindrique tournant sa concavité vers l'amont de manière à ce que le métal travaille à la traction. La vanne pouvait être surmontée d'un volet cylindrique qui se lèverait, soit en forme d'un secteur sphérique qui, dans ce cas, pivoterait autour d'un axe horizontal. Le projet sommairement étudié, prévoyait comme autre hardiesse, l'exécution des travaux dans des batardeaux circulaires en palplanches de 50 m de diamètre. Ce système a été employé pour des portes, manœuvrant avec égalité de niveau entre l'amont et l'aval, non pour des passes de barrages (écluses de Donzère, forme entrée de Saint-Nazaire). La Commission, sans s'attacher à diverses corrections qui auraient augmenté le prix demandé, a été d'avis de ne pas courir les risques inhérents à ce projet.

Un autre groupe présentait un projet comportant deux variantes dont les prix respectifs étaient de 727 et 767 millions après rectification et qui consistaient dans l'emploi de hausses mobiles. La Commission a constaté que ce système ne conduisait à aucune économie par rapport à un barrage à vannes levantes classiques ; d'autre part, le barrage comporterait une seule passe de 91,50 m et en cas d'avarie, on se priverait de la possibilité d'obtenir une passe au moyen d'un batardeau d'entretien. Il y avait donc un risque, assez exceptionnel, mais qui subsiste néanmoins ; pour ces motifs, la Commission a été d'avis de ne pas retenir ce projet.

Il restait seulement des projets à vannes levantes de type classique présentés par cinq groupes, projets tous sensiblement équivalents du point de vue technique.

Après nouvelle étude, la Commission proposait finalement au Ministre de retenir le projet présenté par les *Entreprises Truchetet-Tansini* pour le génie civil (l'*Entreprise Courbot* étant chargée des batardeaux) et *Bouchayer-Viallet* pour les parties métalliques (la *Société Dauphinoise d'Études et de Montage* lui étant associée) ; elle proposait en même temps d'attribuer des primes importantes aux *Entreprises Batignolles, Citra (Schneider), Monod et Vandewalle* pour la valeur technique de leurs études.

Une décision ministérielle, du 13 août 1952, approuvait ces propositions et autorisait les Ingénieurs du Service de la Navigation de la Basse-Seine à « engager avec le groupe d'entreprises indiqué, des pourparlers pour la mise au point d'un marché, sous réserve qu'il n'apparaisse pas de difficultés ou de prétentions susceptibles de changer l'intérêt des propositions ».

IV. — PRINCIPALES DISPOSITIONS CONTRACTUELLES DU MARCHÉ PASSÉ AVEC LES ENTREPRISES AGRÉÉES

Nous avons cru intéressant pour les lecteurs, — ingénieurs de l'État et entrepreneurs — de détailler les opérations de la Commission de jugement pour en montrer toute la complexité ainsi que le soin méticuleux apporté par ses membres à l'étude des propositions. De nouvelles et ultimes négociations basées sur les instructions ministérielles d'août 1952 aboutirent à la conclusion d'un marché, lequel, présenté le 22 décembre 1952 à l'Administration Supérieure, était finalement approuvé le 14 avril 1953 par l'Ingénieur en Chef du Service de la Navigation de la Basse-Seine agissant par délégation du Ministre et après adhésion de l'Inspecteur Général Divisionnaire.

Le seul devis partielier comporte 108 pages et il ne saurait être question d'en reproduire ici le texte, même partiel; nous nous contenterons de préciser les dispositions, retenues en définitive, ainsi que les modalités fixées, a priori, concernant les travaux; dans le chapitre suivant, nous suivrons, au contraire, le chantier lui-même, avec ses vicissitudes et les difficultés réelles d'exécution.

Description des travaux (Chapitre I du devis).

Le barrage comporte trois passes de 30,50 m de débouché linéaire, équipées d'une vanne levante en deux éléments du type « crochet » à roulements « wagon », chaque élément étant manœuvré par l'intermédiaire de chaînes Galle au moyen de deux treuils synchronisés mécaniquement et commandés par des moteurs électriques.

L'ouvrage repose sur un radier général en béton armé fondé sur pieux en béton armé verticaux et inclinés de sections octogonales, moulés d'avance et battus jusqu'à la craie saine, soit à la cote approximative de $(- 10,00)$. Dans les passes, le radier est arasé à la cote $(+ 12,00)$.

A l'amont, le radier est protégé par un rideau d'étanchéité en palplanches métalliques descendu jusqu'à la cote $(+ 2,00)$, à l'aval, il est protégé par un rideau para-fouille en palplanches métalliques encastré d'environ 1,50 m dans l'argile en place.

Sur toute la largeur du lit, le radier est prolongé à l'amont et à l'aval par un amont et un aval radier en blocs artificiels.

Les piles et culées en béton portent à leur partie supérieure des cabines pour le logement des mécanismes de manœuvre des vannes et un pont de service en béton armé recevant le chemin de roulement de l'appareil destiné à la manœuvre du batardeau amont.

Ce batardeau métallique est prévu en trois éléments permettant l'obturation de l'un quelconque des pertuis du barrage. A l'aval, la fermeture éventuelle sera obtenue à l'aide des éléments du batardeau en dépôt au barrage de Chatou et dont les caractéristiques permettent l'emploi à Andrésey.

Provenance et qualités des matériaux (Chapitre II du devis).

L'origine française, pour l'ensemble des matériaux, matériels, machines, appareils et outillage, a bien entendu été explicitée.

Mode d'exécution des travaux (Chapitre III du devis).

Des primes et pénalités ont été prévues : il est en effet essentiel que le délai d'exécution (trois ans et demi à partir de juillet 1953), soit respecté en raison de l'état de vétusté du barrage à aiguilles actuel (voir plus haut).

Une attention toute particulière a été portée aux questions de navigation et écoulement des eaux de crues : en particulier par l'obligation, par l'entrepreneur, d'ouvrir un pertuis supplémentaire, côté Achères, de 15 m de largeur minima, permettant de compenser l'étranglement

Maquette en élévation du nouveau barrage (trois passes plus, au fond, deux pertuis d'écluses projetées)



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)

né de la présence des batardeaux; cette précaution n'a pas été inutile et si la crue de 1955 a causé une gêne sérieuse à la navigation, elle n'a pas été « catastrophique » pour le chantier dont les installations ont beaucoup moins souffert qu'on aurait pu le craindre.

Construire trois passes en rivière sans accès facile à la rive droite, la plus éloignée du chantier, présentait des difficultés; fort heureusement, nous disposions d'une poutre de montage du pont J. Boulloche à Bezons, construit de 1947 à 1953 par notre Service; cet engin de chantier a été prêté à l'entreprise selon modalités fixées au devis.

L'ouvrage repose sur des pieux en béton armé, moulés d'avance et battus jusqu'à la craie en place; du fait de la présence d'une dalle mince de calcaire, constatée aux sondages géologiques, entre deux couches importantes d'argile, des difficultés de battage pouvaient être rencontrées; il a donc été prévu que les pieux seraient munis de sabots en acier moulé et que leurs têtes seraient frettées.

Pour les pieux battus au cours de la première phase des travaux, soit dans un délai d'un mois ou deux après leur fabrication, le ciment employé a été du ciment H.R.I.; c'est également au cours de cette phase que les difficultés risquaient d'être les plus grandes puisque c'est dans la zone correspondante que la dalle a la plus forte épaisseur. Pour les autres phases, le ciment envisagé était le ciment C.P.A. moins coûteux.

Le forage d'un avant-trou était prévu lorsque la résistance de la dalle à sa traversée paraîtrait excessive. Cette résistance n'a d'ailleurs pas été générale car les pieux d'essais et de reconnaissance qui ont été battus avant la clôture du concours et devant les concurrents, n'ont pas rencontré de difficultés spéciales.

Les autres dispositions prévues pour les radiers, les piles et les culées n'appellent pas de remarques particulières.

Mode d'évaluation des travaux

(Chapitre IV du devis).

Ce chapitre a été traité très longuement puisque aussi bien le marché comporte une centaine de prix; un certain nombre d'entre eux sont forfaitaires et cette disposition est justifiée tant par la nature spéciale des ouvrages ou des travaux qu'ils intéressent que par le désir de la Commission d'éviter qu'une mise au point d'insuffisances initiales cachées n'entraîne des dépenses supplémentaires importantes.

Ces forfaits figuraient d'ailleurs dans les propositions initiales des entrepreneurs et nous n'avons pas voulu, en les modifiant, bouleverser les bases de ces propositions.

Sans alourdir considérablement cet exposé, nous ne pouvons entrer dans le détail de chacun des forfaits prévus dans le marché, nous contentant de signaler qu'ils sont de trois ordres :

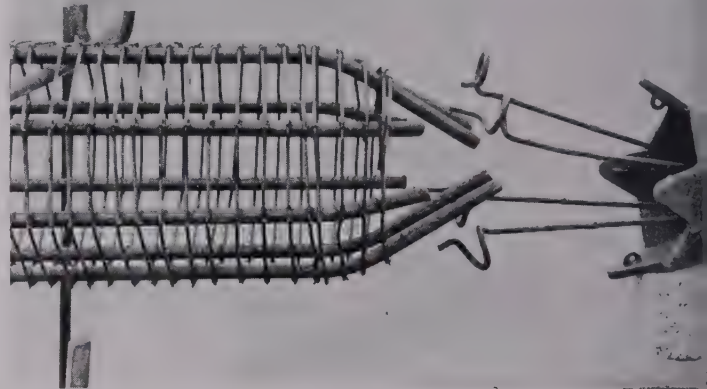
- 1° Règlements du transport et de l'installation de matériel de chantier;
- 2° Règlements d'exécution d'ouvrages à caractère provisoire;
- 3° Règlements de fourniture et de mise en place des vannes et mécanismes.

L'ensemble des forfaits de la première catégorie représente des déboursés importants pour l'entreprise. Ils auraient pu être inclus dans les prix unitaires majorés à cet effet, mais cette opération aurait conduit à un bouleversement des propositions initiales du constructeur et elle aurait pu avoir des conséquences économiques imprévisibles en cas de variation des quantités. La formule adoptée est conforme aux intérêts de l'Etat.



(Photographie A. Chervin)

Chantier en 1953 : ferrailage des pieux, terre-plein remblayé et bure



(Photographie A. Chervin)

Pointe de pieu avec son sabot d'acier moulé.



(Photographie A. Chervin)

Tête de pieu avec double frettage.

Les forfaits de la deuxième catégorie ont pour type l'exécution des batardeaux de construction. La formule laisse à l'entreprise la part de responsabilité qui lui revient dans un tel travail.

Il en est de même des forfaits de la troisième catégorie qui intéressent spécialement le règlement des charpentes métalliques (avec garantie de poids), la fourniture et le montage des pièces fixes, scellées dans les radiers, la fourniture et le montage des vannes et de leurs mécanismes.

Enfin, le marché prévoit l'attribution d'avances sur matériel.

Variations de prix (Chapitre V du devis).

Les conditions, acceptées par les entreprises, constituent une dérogation expresse à l'article 33 du Cahier des Clauses et Conditions Générales, telle qu'elle a été appliquée pendant plusieurs années dans la plupart des marchés de l'Etat; notons que la tendance actuelle (1956) serait un retour nuancé au dit article 33...

Plusieurs formules de variations figurent au marché, résultant, d'une part des natures très différentes des travaux :

- épuisements, dragages et terrassements;
- battages de palplanches et de pieux;
- maçonneries et béton armé;
- vannes (fourniture et pose);
- mécanismes, etc..

d'autre part, des spécialisations très marquées de chacune des entreprises déclarées « conjointes et solidaires » mais qui, en fait, ont chacune leurs ouvriers, contremaîtres et chefs de chantier...

Un seuil de résiliation a été prévu lorsque le coefficient qui permet d'obtenir le prix de règlement à partir du prix du marché atteindra la valeur 1,50. Afin d'écartier

l'incertitude qui pourrait résulter de l'existence de plusieurs formules, il a été prévu, d'accord avec les entrepreneurs, que le droit à résiliation serait subordonné à la constatation générale de la valeur 1,50 pour tous les coefficients des diverses formules.

Bien entendu, un terme fixe, égal à 0,10, est incorporé dans chaque formule et la limite inférieure de variation est de 1,5 pour cent en plus ou en moins.

En définitive, le montant de la dépense autorisée s'élevait à 810 millions (compte tenu des modifications demandées en dernière analyse tant par la Commission de Jugement que par le Conseil Général des Ponts et la Commission Consultative des Marchés de Travaux publics) décomposé en :

Génie Civil.

Installations de chantiers, ouvrages provisoires, épuisements	110 millions
Dragages et remblaiements de terre-pleins..	27 —
Fondations (pieux et radiers)	162 —
Piles et culées	60 —
Passerelles supérieures	24 —
Défenses de berges	24 —

Ouvrages métalliques.

Installation de chantier	5 millions
Vannes et mécanismes	195 —
Batardeau d'exploitation, pont roulant.....	62 —

Annexes.

Ateliers magasins	11 millions
Equipement électrique général	13 —
Divers	10 —

Somme à valoir.

15 % des travaux à l'entreprise.



Pieux démoulés (L = 22 m); au fond batardeau R. G.

(Photographie A. Chevallier, Iery.)

V. — MODALITÉS D'EXÉCUTION DES TRAVAUX

Commencée en fait en juillet 1953, la construction de l'important ouvrage d'art que constitue le barrage fluvial d'Andrésey doit, selon toute vraisemblance, être achevée en janvier 1957.

Pour nous rapprocher au maximum des conditions réelles d'exécution, et au risque de redites, nous reprendrons, en les résumant, les comptes rendus bi-mensuels établis par l'Ingénieur subdivisionnaire, M. Plénat, qui est l'âme du chantier, comme il a été la cheville ouvrière des études préliminaires et des travaux de la Commission de jugement du concours. Ce jeune technicien, qui en est à son premier chantier et qui a dû faire face, en particulier, aux conséquences des crues du début de l'année 1955, et à celles des gelées du début de l'année 1956, mérite toute notre gratitude.

Afin d'assurer pendant la durée des travaux un débouché équivalent au débouché du barrage actuel, ainsi que la possibilité d'utiliser en période de crue le bras du barrage (écluses de Carrières noyées), l'exécution de l'ouvrage était prévue en trois phases :

- 1) culée R. G., radier n° 1 et pile n° 1 ;
- 2) radier central et pile n° 2 ;
- 3) radier n° 3 et culée R. D.

Les travaux de chaque phase ont été exécutés à l'abri des batardeaux à double paroi en palplanches Larssen de 16 m de long, distantes de 12,50 m et remplis de sable de Seine, les batardeaux des seconde et troisième phases étant construits au moyen des matériaux récupérés de la phase précédente.

La fiche des palplanches est au minimum de 3 m dans l'argile compacte, d'où une étanchéité presque absolue, qui a grandement facilité les travaux en réduisant les épaissements d'entretien au minimum.

L'exécution régulière des ouvrages compris dans la première phase, et l'exploitation sans aléa du batardeau à l'abri duquel ils étaient construits permettaient d'escompter pour les travaux de la deuxième et de la troisième phase, une suite sans histoire. Mais autant la rivière avait été calme de juillet 1953 à août 1954, autant la Seine fut turbulente et menaçante au début des travaux de la deuxième phase.

Entrepris en septembre 1954, le batardeau de la deuxième phase était sur le point d'être achevé fin novembre, lorsque survint une lente mais continue montée des eaux du fleuve qui, sans arrêter les travaux, s'opposa très vite à l'achèvement de l'enceinte, à savoir, la pose des tirants de liaison des deux rideaux et le remblaiement des gabions ; inachevé, le batardeau eut donc, pendant tout l'hiver et pendant toute la durée de la crue de 1955, à souffrir de celle-ci (érosions de pied et déformations)

et on fut obligé, pour en rétablir la stabilité, à surbatter une grande partie des palplanches.

La crue de 1955 était la cause directe d'un retard de cinq mois sur les travaux de la deuxième phase



(Photographie A. Cherrier)
Batardeau R. G. au début de 1954.



(Photographie A. Cherrier)
Drague suceuse-refouleuse avec canalisation flottante.

et pouvait encore entraîner un retard supplémentaire de même durée pour l'ensemble des travaux en interdisant la possibilité d'entreprendre le batardeau de la troisième phase avant le printemps 1956 et l'espoir de terminer le barrage avant 1957, c'est-à-dire avec plus d'un an de retard.

Indépendamment de ce retard de travaux, on pouvait craindre encore de supporter, pendant plusieurs hivers, les graves sujétions d'insuffisance de débouché et l'entrave sévère constituée par la présence du chantier sur la navigation hivernale.

Aussi bien, dès la fin de la crue de l'hiver 1955, la décision était prise de modifier complètement le programme des travaux et d'envisager l'exécution simultanée des deux dernières phases afin de tendre à l'achèvement des travaux intéressés par le niveau de l'eau avant la mauvaise saison prochaine, et afin de rendre à la navigation à la même période le bras de Plafosse.

C'est ce programme qui est actuellement presque achevé.

En ce qui concerne les terrassements, l'entreprise comportait l'exécution d'environ 100 000 m³ de dragages employés en grande partie pour constituer les remblais hors d'eau du terre-plein à amé-



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Battage de pieux inclinés (à 17 m d'enfoncement).

nager au voisinage du barrage, et accessoirement, lorsque les produits étaient d'excellente qualité, au remplissage des gabions.

À part quelques terrassements spéciaux effectués avec une pelle dragline pour les déblais et avec scrapers et bull-dozers pour le réglage des remblais, les dragages ont été exécutés à la drague suceuse et refoulés hydrauliquement sur le terre-plein à remblayer, entouré préalablement de digues d'enclosure.

Deux suceuses furent employées, l'une de 12 pouces (1), l'autre de 8 pouces. Elles ont en général satisfait aux conditions qui leur étaient demandées sauf pendant la crue où elles ont dû interrompre leur service, en raison de la hauteur d'eau et de l'importance du courant.

Les terres draguées étant constituées par du sable argileux, des précautions avaient été prises pour



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Sonnette de battage de pieux (inclinaison 30°).

(1) Ponton métallique de 14,50 m x 4,20 m et 2,50 m de creux, aspirant les déblais de toute nature par tuyau de 30 cm; moteur Diesel accouplé à la pompe par flexible (220 ch); un désagréateur, actionné par un moteur auxiliaire de 60 ch permet d'opérer sur les déblais compact; le refoulement s'effectue par conduites d'abord posées à terre.

éviter l'accumulation, en certains points, de l'argile par décantation, ces précautions consistaient notamment à multiplier le cloisonnement des enceintes de dépôt et à déplacer fréquemment les tuyaux de rejet; les résultats furent satisfaisants.

Fondations.

Le terrain favorable à la fondation d'un ouvrage tel que le barrage, se trouve à Andrésy à une grande profondeur. La craie saine et dure est en effet à la cote (— 10,00) soit à 22 m au-dessous du plafond de la Seine, entre les alluvions de la couche supérieure et la craie inférieure; on rencontre l'argile sur une grande épaisseur, puis la marne compacte et la craie fissurée en approchant de la craie saine.

Les dispositions du sol n'ont donc pas permis de faire reposer directement le barrage sur le sol dur, cette solution qui avait été proposée au concours était tellement coûteuse qu'elle dut être écartée. Aussi bien, l'ouvrage repose-t-il sur le sol dur par l'intermédiaire de pieux octogonaux de fort équarrissage; les pieux sont verticaux et inclinés et l'inclinaison

de certains atteint parfois 32 %. L'Entreprise Courbot, cependant spécialisée dans ces travaux, avait hésité un instant à battre à cette inclinaison, avec un mouton de plus de 6 t, des pieux ayant 22 m de longueur. L'opération a cependant été possible, elle a d'ailleurs été facilitée en cours de travail par la réduction de la longueur des pieux après qu'on eût constaté que le refus absolu était obtenu pour tous les pieux lorsque la fiche de ceux-ci atteignait environ 16 m.

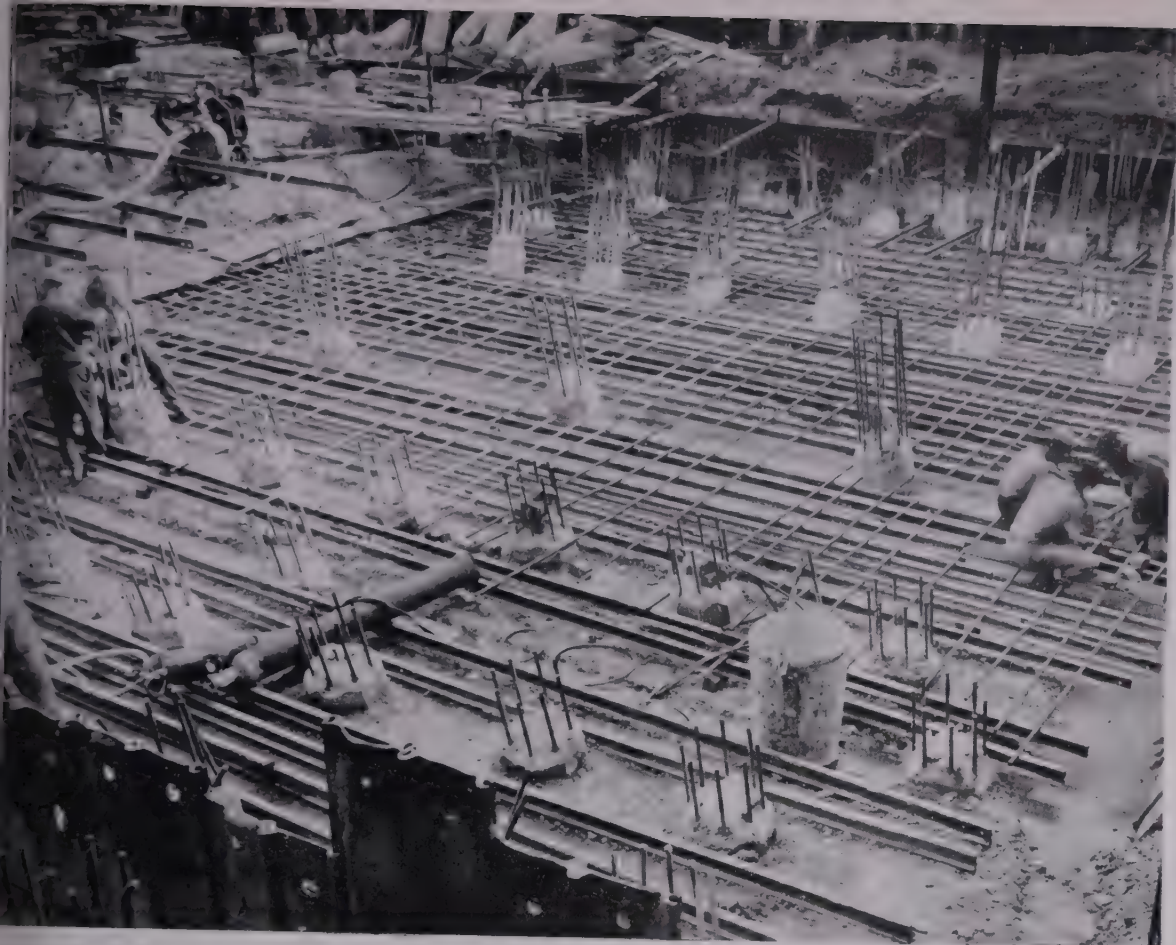
Journellement, l'entreprise pouvait battre trois à quatre pieux (*) sans autre difficulté que l'approvisionnement à l'intérieur du batardeau par ponton-grue et derricks. Après battage, on a constaté que le sol, à l'intérieur du batardeau, s'était exhaussé de 0,30 m et que ce gonflement correspondait exactement au volume occupé par les pieux. À noter qu'aucun pieu n'a été brisé au battage (on a pu s'en assurer facilement grâce à un tube central de contrôle dont tous les pieux avaient été munis et qui permettait d'y faire coulisser une longue tige).

(*) Nécessitant chacun environ 800 kg d'armatures et 4 m³ de béton



(Photographie A. Chevallier, Iorg.)

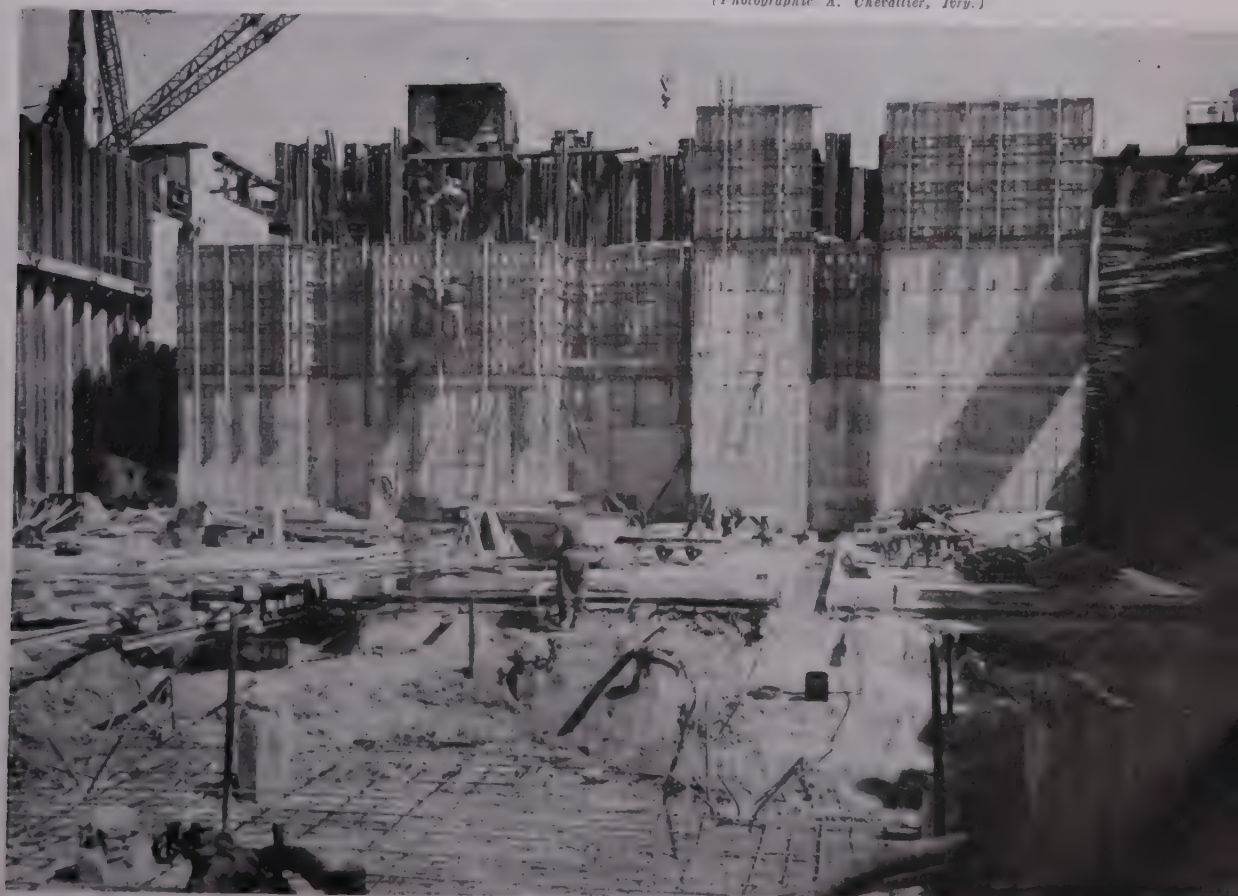
Fondation de la culée R. G. (densité des pieux à noter).



Ferraillage des fondat
culée et passe R.

(Photographie A. Chevallier, Iery.)

es travaux en
uin 1954



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

La fondation sur pieux entraînait nécessairement la confection d'un radier général en béton armé dont il fallait prévoir la protection contre les affouillements, ainsi d'ailleurs que la protection des piles et culées ;



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Crue de 1955 : passe centrale en eau ; au fond, église d'Andrésey



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Crue de 1955 : état des eaux le 18 janvier



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Crue de 1955 : le terre-plein et les bureaux (25 janvier).

aussi, a-t-on exécuté d'importants rideaux para-fouilles et d'étanchéité en palplanches qui pénètrent profondément dans l'argile et doivent théoriquement s'opposer à toute circulation d'eau sous le barrage ; on a même, pour accroître l'accrochage au sol, muni le radier d'une bêche en béton armé.

Piles et culées.

Le barrage d'Andrésey est un ouvrage d'art important ; c'est aussi un ouvrage qui, en raison de sa proximité de Paris et du cadre dans lequel il est construit, recevra pendant de nombreuses années, des visiteurs de tous ordres ; il importait donc que sa présentation en fût particulièrement soignée.

Initialement, il avait été prévu que le béton des surfaces vues des piles et culées serait bouchardé, mais sur le conseil de notre Architecte ⁽¹⁾ ce mode d'exécution a été abandonné et on a recherché des effets de décoration sur des surfaces brutes de décoffrage en multipliant et en accusant les lignes d'ombres des revêtements bois dont étaient intérieurement garnis les panneaux métalliques formant véritablement les coffrages.

Nous reproduisons in-extenso la note que nous a remise à ce sujet, il y a quelques jours, l'architecte ci-dessus désigné :

21 avril 1956

Nous tenons d'abord à préciser avec quel esprit d'entente et de compréhension ingénieurs et architectes ont collaboré à ces travaux. Nous pensons que c'est une excellente formule que, dès le début d'une étude, l'un et l'autre se penchent sur les problèmes qui se posent et que, loin de vouloir cloisonner leurs travaux, il est très intéressant et utile de mettre en commun nos exigences réciproques, celles-ci du reste beaucoup plus impératives sur le plan technique, que dans un autre ouvrage.

Notre rôle d'architecte a donc été de comprendre les nécessités des ingénieurs et de les traduire dans les différents volumes.

Aussi, nous avons pensé que chaque élément du barrage : pile-poutre et cabine de commande, devait être traduit différemment de façon à accuser chaque élément et à traduire son utilisation.

Pour chaque élément, nous avons eu trois problèmes :

- A. Les volumes et leur liaison.
- B. La nature des parements extérieurs ou face vues, avec le problème de leur réalisation.
- C. Les joints.

A. — Volumes.

1° La pile devait donner deux impressions :

— celle d'un lourd volume, capable d'encaisser les efforts, tant horizontaux que verticaux, d'où le fruit sur les piles amont et aval, donnant l'impression de l'élargissement de la pile même sur l'eau.

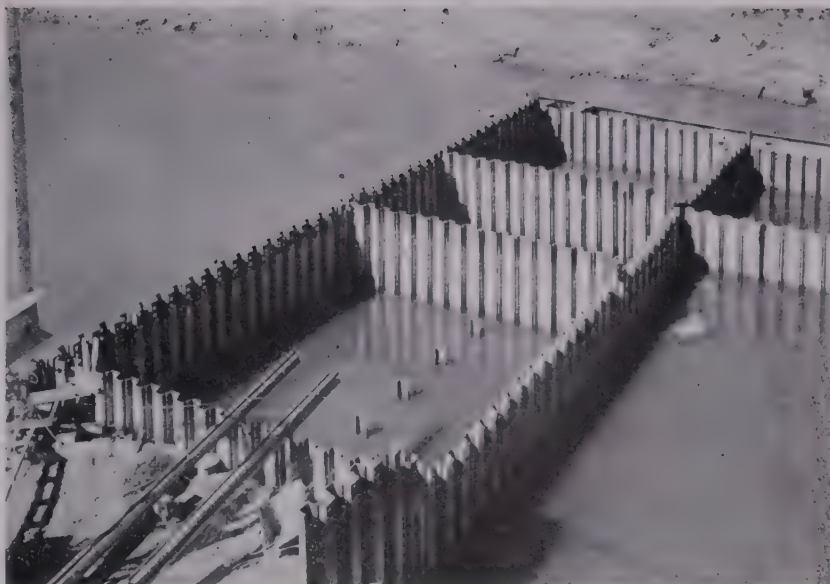
— celle de guide de toutes les pièces métalliques circulant verticalement, traduite par une série de rainures taillées à l'intérieur du volume.

(1) Les Frères Arsène-Henry, Architectes D.P.L.G. Prix de Rome.

Batardeau central (mars 1955).

Terre-plein de moulage des pieux
(mars 1955).

État des travaux en mai 1955.



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)

Vue d'amont du batardeau R. D. — (On notera le grand nombre d'engins de chantier).

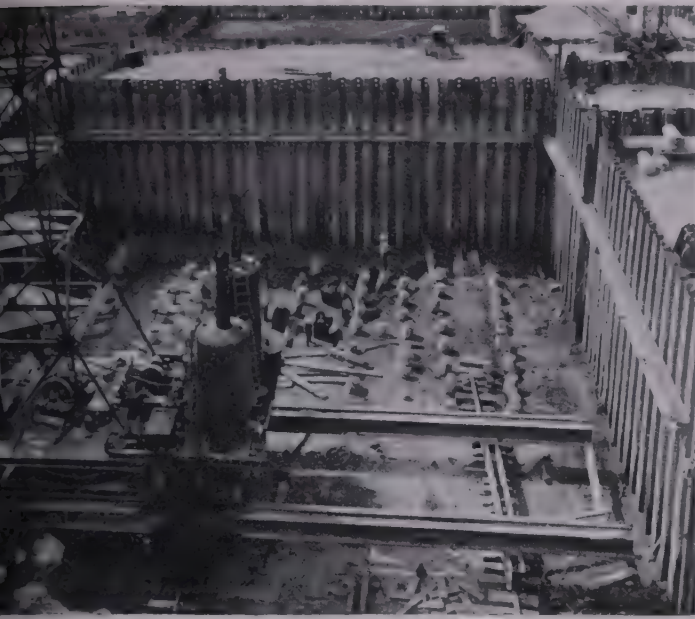


(Photographie A. Chevallier, Ivry.)



(Photographie A. Chevallier, Ivry.)

État des travaux en octobre 1955 (vue d'aval).



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Battage des pieux à l'intérieur du batardeau de la passe R. D.

2° Les deux grandes poutres devaient également traduire la translation horizontale des batardeaux entre les passes et donner l'impression de traverser les piles de part en part.

3° Les cabines, postes de commande, nécessitant des angles de vue très ouverts et même la surveillance des manœuvres au droit des piles, a été traduite par une cage largement vitrée ou des ouvertures dans le porte à faux permettant de plonger le regard au droit d'une rainure.



(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Intérieur d'un batardeau (noter l'assèchement quasi total du terrain).

B. — Nature des parements.

Sans oublier que l'âme de la pile est en béton armé, trois solutions se posent :

— le placage d'éléments, qui est un mensonge architectural puisque l'effet recherché est de vouloir traduire un volume dans un matériau avec lequel il n'est pas construit ;

— l'enduit, peau très légère sur de telles surfaces sujettes aux intempéries, aux fissures, aux retraits, qui inévitablement, entraînent des décollements ;

— troisième solution : traduire directement le matériau dont la pile est faite, tout en traitant la face pour lui donner une impression de fini.

Là encore, deux possibilités :

Le bouchardage. A notre avis, le parement du béton bouchardé n'est pas à l'échelle de tels volumes et sa réalisation est particulièrement onéreuse.



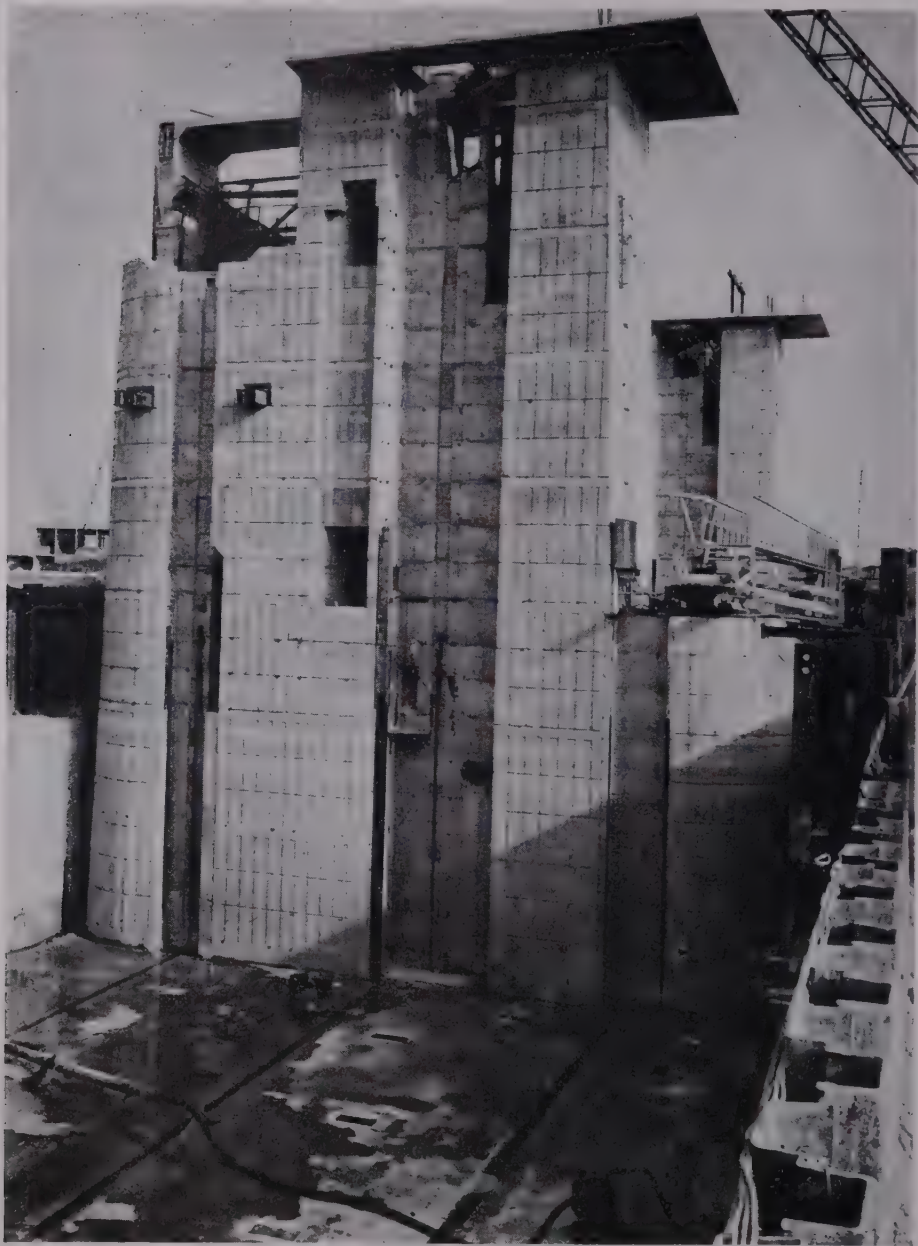
(Photographie A. Chevallier, Iery.)

Effet architectural d'une pile

Nous avons adopté le principe d'accuser le coffrage, d'accuser les reprises de coulées, d'accuser les reprises de coffrage et de faire du béton brut de décoffrage.

La face extérieure du coffrage pouvant se réaliser de deux façons :

— en tôle : ce système a un inconvénient. Au moment où le béton est coulé et où il est vibré, la laitance a tendance à former une pellicule le long de la face, les graviers et



(Photographie A. Chevallier, Iury.)

Élévation d'une pile (fin 1955).

cailloux étant rejetés à l'intérieur de la masse du fait de la vibration.

Cette laitance est riche en eau et le complément de celle-ci ne peut s'évaporer pendant la prise. De ce fait, les retraits superficiels sont importants, d'où des fissures qui risquent d'être une cause de dégradations.

— Nous avons donc adopté le bois, en utilisant des planches décalées de 7 mm, dont l'arête est légèrement chanfreinée, boulonnées sur des coffrages métalliques, capables de supporter des pressions importantes pendant les coulées.

Pendant les premières journées de prise, le bois absorbe une partie de l'eau de la laitance superficielle et donne une apparence plus vivante à la peau du béton.

En plus de la création d'ombres dues au décalage, les imperfections des coulées qui seraient visibles dans un coffrage plan sont annulées par les saillies ombrées des planches.

Nous pensons également que, selon les heures de la journée, ces légères saillies ont des ombres de différentes tailles et que, de ce fait, la couleur même des piles change

l'effet que nous n'aurions pu obtenir avec des coffrages plans.

Par contre, dans les grandes poutres, nous avons été amenés à changer de système de coffrage, voulant différencier les volumes et traduire également les dispositions adoptées pour la mise en œuvre. Car, si les piles ont été coulées par assises successives, les grandes poutres sont coulées « en suivant ».

Il fallait donc rechercher un dispositif qui évite les vues des reprises entre chaque coulée et les reprises entre chaque portion verticale des coffrages.

Nous avons placé horizontalement dans les coffrages des tasseaux de bois, de section trapézoïdale, de façon à faciliter le décoffrage et permettant d'arrêter la coulée dans le fond du joint à mi-hauteur. La coulée suivante se reprend dans la mi-hauteur supérieure. L'ombre se charge d'estomper la reprise.

Un des autres avantages de ce dispositif est d'offrir un circuit plus difficile à la laitance dans les fonds de coulées, ce qui évite, en grande partie, les coulures de laitance dans les coffrages disjointés par la pression.

Restait enfin le problème de la reprise entre coffrages.

Chaque élément de coffrage correspond à trois coulées : le coffrage en pied et en tête comporte un tasseau ; celui de pied vient se placer dans le logement préparé par celui de tête de la coulée précédente, mais pour éviter que, par suite de la mise en place et pendant les coulées, le béton ne pénètre entre les planches et les tôles-supports, nous avons couronné chaque coffrage par une planche horizontale qui ferme tous les abouts des planches. Le réglage se trouve ainsi simplifié.

Il s'est avéré que, après de multiples réemplois, les coffrages n'ont pas souffert (seuls quelques tasseaux sont à remplacer), que les biais donnés à tous les éléments ont facilité le décoffrage sans épaissir les arêtes, et que les dimensions des éléments : planches, décalages, tasseaux et joints, loin de compartimenter le volume, lui ont conservé son échelle.

Couleurs.

Restait enfin à mettre en valeur les mécanismes pour quoi, en fin de compte, ces grands volumes sont réalisés.

Là, également, nous avons différencié les accès aux éléments et les éléments eux-mêmes.

Nous avons pensé que l'emploi très limité de couleurs vives, sur des faces perpendiculaires aux façades et qui, de ce fait, changent de valeur selon que l'on se déplace, pouvait apporter une note « précieuse » à un ensemble un peu austère.

Nous avons fait un essai de peinture jaune sur les façades des galeries intérieures de façon à éclairer ces ouvertures, véritables tunnels dans la masse de béton. Le pouvoir réfléchissant du jaune éclaire les paliers et s'harmonise, sur les angles, avec le ton gris du béton brut.

Les guides et éléments métalliques verticaux placés dans les rainures sont prévus peints en rouge, de façon à se distinguer sur les parois lisses de leurs logements, tout en restant dans le plan où ils seront fixés.

Les passerelles inférieures et supérieures sont prévues peintes en gris-noir, de façon à détacher leur dentelle de treillis sur le paysage de fond et assurer leur légèreté.

Dans tout cet ensemble, que nous avons eu à cœur d'étudier dans les moindres détails, collaborant à l'œuvre entreprise par le Ministre des Travaux Publics en parfaite entente avec MM. les ingénieurs, que nous remercions de leurs nombreuses marques de confiance, et avec MM. les entrepreneurs, qui se sont montrés d'une patiente compréhension dans toutes nos recherches, nous avons essayé de traduire la fonction imposée par les uns, la méthode de mise en œuvre demandée par les autres, coordonnant l'ensemble de ces impératifs par la recherche de la beauté, qui ne doit pas être étrangère à aucune de nos œuvres.

Signé : Les Frères ARSÈNE-HENRY.

Parties métalliques et mécanisme.

A la date où est rédigée la présente notice (fin avril 1956) les premiers éléments des bouchures, usinés à Grenoble par les *Etablissements Bouchayer-Viallet*, viennent d'être reçus sur le chantier ⁽¹⁾ où un portique de 20 t a été installé par les soins de la *Société Dauphinoise d'études et de montage*. Il est trop tôt pour décrire en détail cette partie du barrage et nous nous contenterons de résumer les dispositions contractuelles prévues :

(1) L'entrepreneur a choisi le mode de transport par route, de l'usine au chantier, de préférence à la voie d'eau, d'une part parce que ce dernier aurait exigé une rupture de charge à Port Rambaud ou à Châlons-sur-Saône, d'autre part parce que les frêts sont basés sur 400 t ou payant pour tel, alors que les éléments les plus lourds des vannes ne dépassent pas 150 t, enfin parce que les délais de transport par eau auraient atteint deux à trois semaines alors que par la route, il suffit de trois à quatre jours.



(Photographie A. Chevallier,

État des travaux février 1956 (à droite pont supérieur en cours soutenu par sa poutre cintre; au fond batardeau R. D.).



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)

Silo et bétonnière : au premier plan puits provisoire d'écoulement des crues ; à droite portique de montage des éléments métalliques.



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)

Situation février 1956 : portique et passerelles de service.

Vannes

Chacune des trois vannes double formant l'ensemble du barrage mobile sera constituée par un élément inférieur et un élément supérieur, indépendants, assurant une hauteur de bouchure totale de 8,50 m. La hauteur de l'élément inférieur sera de 4 m et celle de l'élément supérieur de 4,50 m.

Pour assurer le réglage de la retenue et l'écoulement des crues, on commencera par effacer la vanne supérieure derrière la vanne inférieure, puis les deux éléments seront remontés à la cote (29,45), cote dégageant le gabarit de navigation; la course relative des deux vannes sera de 3,20 m.

Les vannes, en charpente métallique, prendront appui, par l'intermédiaire de boggies (système « wagon »), sur un chemin de roulement unique; la vanne supérieure, munie d'un « coursier » profilé formant déversoir, aura la forme « crochet » et s'appuiera également, à sa partie inférieure, sur des chemins de roulement fixés à l'élément inférieur.

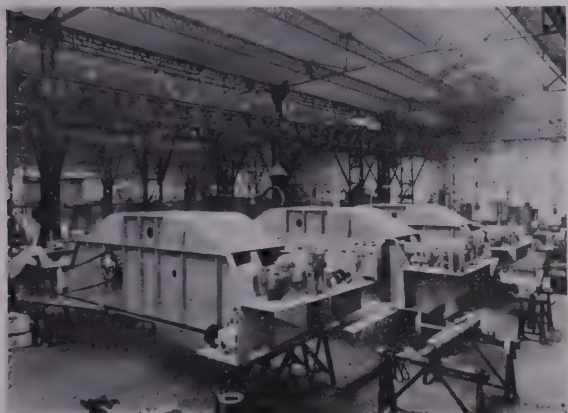
Un dispositif d'aération de la lame d'eau déversante est prévu pour éviter toute vibration et toute perturbation d'écoulement.

Le poids de chaque vanne supérieure est de 48 t, celui d'une vanne inférieure de 109 t.

Organes de manœuvre

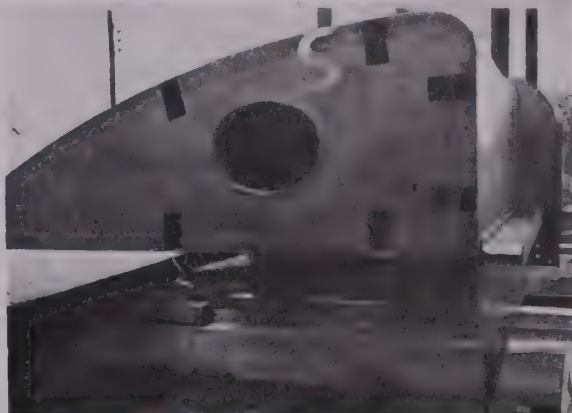
Chaque élément de vannes sera manœuvré par l'intermédiaire de chaînes Galle mouflées à deux brins, par un jeu de deux treuils commandés électriquement et reliés par un arbre de synchronisation, capable de transmettre le couple correspondant à l'effort total de levage. Les treuils des éléments inférieurs seront indépendants de ceux des éléments supérieurs, mais des sécurités sont prévues afin que les positions relatives maxima des deux éléments ne puissent être dépassées.

La force nominale prévue pour chaque treuil est de 50 t et la puissance du moteur correspondant de 12,5 ch.

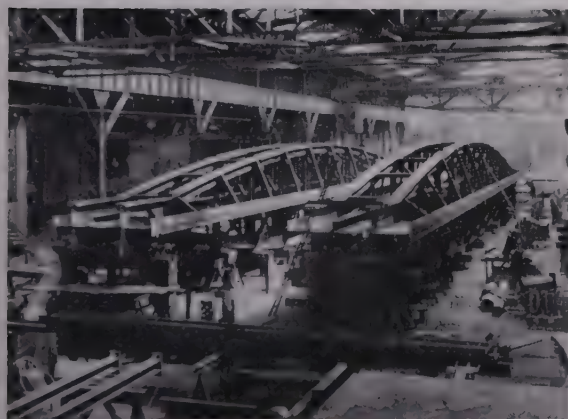


(Cliché Photopress, Grenoble.)

Ensemble des treuils de manœuvre en atelier.



Élément de vanne crochet (avril 1956).



(Cliché Photopress, Grenoble.)

Batardeau en cours de construction (Grenoble).



Chaînes Galle (avril 1956).

La vitesse de levage devra être de 0,25 m par minute, si bien que la cote des plus hautes eaux navigables pourra être dégagée en trois quarts d'heure environ, et les vannes complètement levées en moins d'une heure et quart.

Un dispositif de manœuvre à bras est également prévu pour permettre, en cas de pannes d'alimentation du secteur électrique et du groupe électrique de secours, le levage des vannes ; la descente pouvant s'effectuer par gravité, sous la protection de freins spéciaux.

Batardeaux en cas d'avarie

Un seul batardeau amont est prévu, pouvant être mis en place dans l'une quelconque des trois passes : il sera composé de trois éléments métalliques semblables, d'un poids unitaire de 53 t, qui reposeront, en période de non utilisation, à l'aplomb des pertuis, entre les deux poutres du pont supérieur ; ils seront manœuvrés par un double pont roulant, d'une force totale de 70 t circulant entre les poutres du pont supérieur ; des têtes d'accrochage automatiques assureront la mise en place et le relevage corrects des éléments.

Deux moteurs électriques de 4 ch assureront la manœuvre à une vitesse de 0,25 m par minute ; la translation sera assurée par deux moteurs de 6 ch.

Quand au batardeau aval, ce sera celui déjà

installé au barrage de Chatou, qui pourrait, en cas de besoin, être amené par eau à Andrésy.

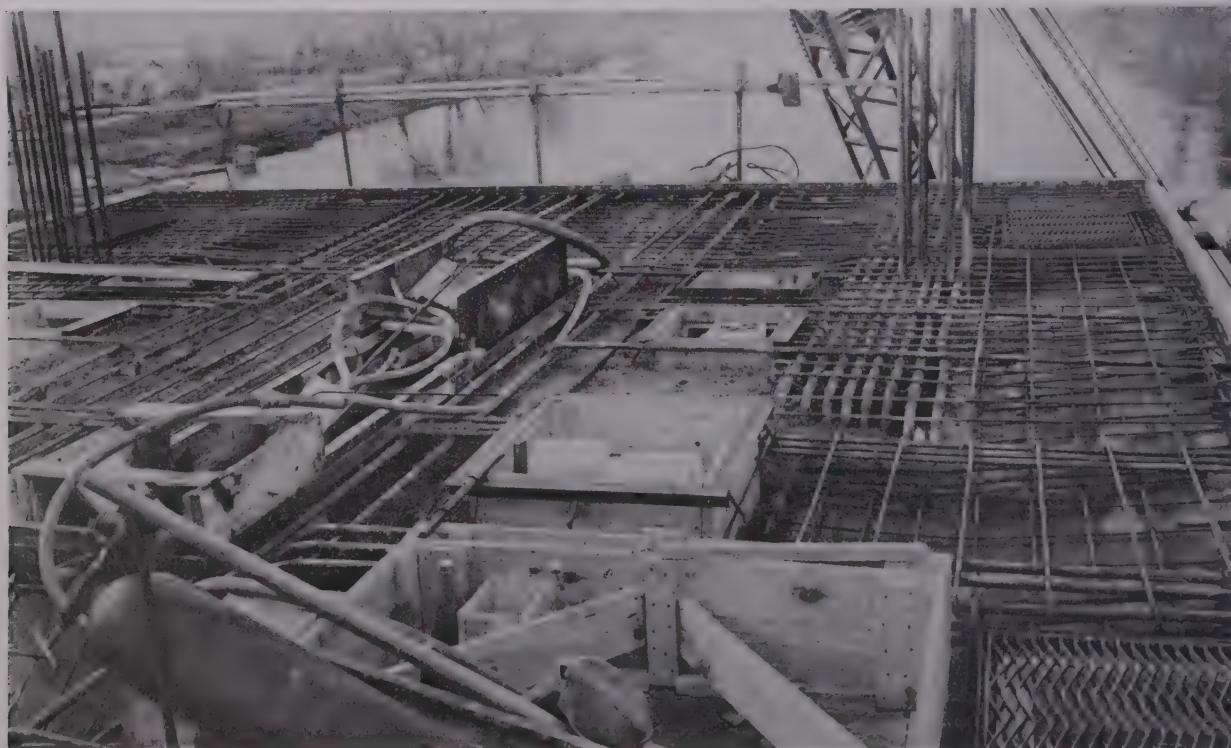
Ponts et passerelles de service.

Si l'essentiel des travaux de génie civil est maintenant achevé (radiers, piles, culées), sont encore à exécuter les organes de liaison d'une pile à l'autre :

1°) Le pont supérieur, devant servir de voie de roulement aux portiques de manutention du batardeau utilisable en cas d'avarie, et qui doit s'étendre sur toute la longueur de l'ouvrage, est en cours de construction ; ce pont, à travées indépendantes, est constitué par deux poutres parallèles à âme pleine, en béton armé, d'une hauteur de 3 m espacées de 5,25 m ;

2°) A la cote (35,45) qui est celle du plancher des cabines de manœuvre, une passerelle en béton armé permettra la circulation d'un chariot-grue pour le transport des pièces lourdes ;

3°) Enfin, une passerelle métallique mobile en trois éléments d'un poids unitaire de 4 t, s'étendra sous toute la longueur du barrage. En position normale, chaque élément reposera au droit d'un des pertuis, immédiatement à l'amont des vannes. Son platelage sera arasé à la cote (21,50), cote prévue pour le bajoyer des écluses. Lorsque l'on procédera à la manœuvre d'ouverture des passes, les éléments seront relevés au-dessus de la cote (29,45), dégageant ainsi le gabarit de navigation.



Ferrailage du plancher d'une cabine supérieure.

VI. — TRAVAUX RESTANT A EXÉCUTER DANS LA RÉGION DE CONFLANS-LES-MUREAUX

Si le barrage constitue en lui-même l'ouvrage le plus important de la région, son exploitation normale exigera encore :

1° L'aménagement de logements pour les agents de la navigation chargés de l'exploitation technique et de l'exploitation commerciale;

2° Le remplacement des écluses actuelles de Carrières-sous-Poissy, trop souvent encombrées malgré les travaux d'électrification exécutés au cours de ces deux dernières années ⁽¹⁾, par de nouveaux ouvrages accolés au barrage et dont le principe est, d'ores et déjà, approuvé par l'Administration Supérieure;

3° Le calibrage du fleuve, d'Andrézy aux Mureaux, et la suppression des ouvrages, barrages et écluses, terminant le bief vers l'aval.

Dans une plus lointaine échéance, l'approfondissement de la Basse-Seine à 4,50 m serait à envisager, devant permettre l'accès au port de Gennevilliers de cargos plus importants que ceux susceptibles de transiter actuellement (projet Paris port de mer). Sans nous étendre sur ce dernier sujet, rappelons que tous les ponts reconstruits depuis la Libération, tous les ouvrages de navigation en cours ou projetés,

⁽¹⁾ Cabine de manœuvre surélevée avec pupitres de commande des vantaux et des aqueducs; installation de hauts-parleurs donneurs d'ordres aux garages amont et aval, éclairage au sodium sur plus de 2 km de distance dans la dérivation...

ont et auront des fondations compatibles avec ce mouillage, but final des travaux pour les besoins de la navigation (et de l'écoulement facile des eaux de crues).

La petite cité que l'on doit édifier au voisinage du barrage comprendra :

- un atelier-magasin (déjà construit);
- un logement double pour le chef barragiste et le chef éclusier (également achevé);
- un logement bureau pour l'Ingénieur T.P.E. chargé de la subdivision d'entretien et d'exploitation;
- trois logements doubles pour les éclusiers et barragistes.

Confiées au même architecte que précédemment, la conception et l'exécution des bâtiments sont d'une note très moderne, qui peut parfois choquer quelque peu les esprits traditionalistes mais qui devrait plaire aux « jeunes ».

L'atelier magasin a été fondé par mur continu sur le terrain en place, c'est-à-dire à 4 m environ au-dessus du niveau du terre-plein remblayé par produits de dragages (voir plus haut); son plancher est constitué par une dalle armée de 10 cm d'épaisseur reposant directement sur les remblais préalablement compactés; la surface utile est de 670 m² ainsi répartie :



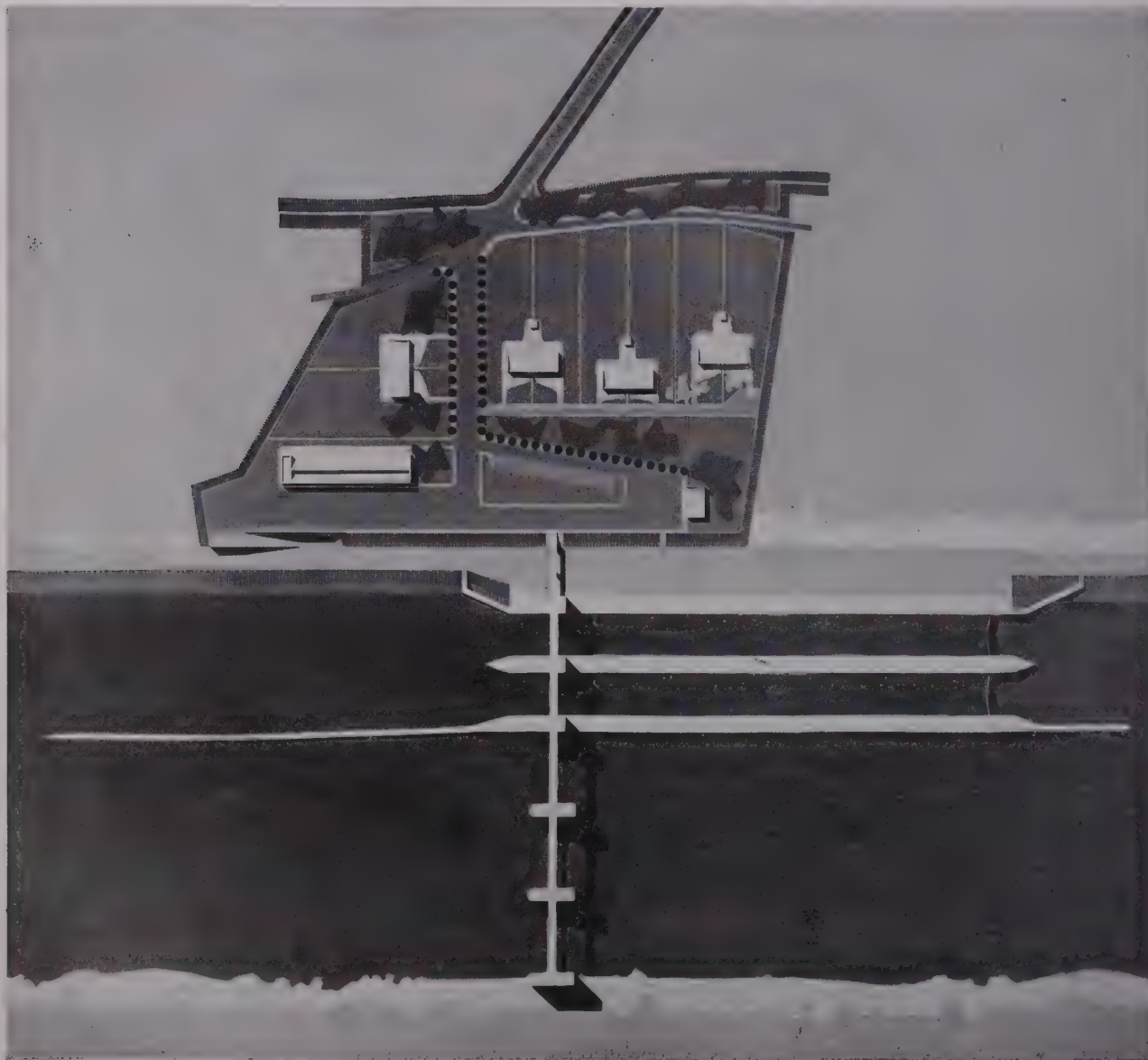
Situation fin avril 1956.

atelier (mécanique, forge, menuiserie...)	250 m ²
magasin (pièces de rechange) et groupe de secours de manœuvre électrique.....	336 m ²
garage	63 m ²
installations sanitaires	21 m ²

Le bâtiment, parallèle au fleuve et situé un peu en amont du barrage (et des écluses projetées) a 56,75 m de long et 12,60 m de large; les façades ont été conçues très sobrement, la seule note esthétique étant apportée par les larges baies des façades principales;

le toit est à double versant, avec chéneau dans l'axe; il est constitué, au-dessus d'une paroi de planches apparentes (sauf au-dessus de la forge où le bois est remplacé par des plaques de fibro-ciment) par une couche d'isolation en laine de verre et par une couverture en « acieroid » (tôle galvanisée, isorel mou, et multicouches de produits bitumineux).

Les logements des deux chefs (barragiste et éclusier) jumelés sous un même toit, ont chacun une surface de 73 m²; construits sur pieux allant jusqu'au



(Photographie A. Chevallier, Ierv.)

Maquette générale des installations : en bas plan du barrage; au centre les écluses projetées; en haut cité ateliers, logements.



(Photographie A. Chevallier, Ivry.)

Les ateliers en construction (juillet 1955), au premier plan coffrage des parties supérieures du barrage.

terrain en place, ils comprennent chacun une salle de séjour, une cuisine, un cellier et W.-C. à fosse septique, un cabinet de toilette avec douche installée, trois chambres et une cave s'étendant sous une partie de chaque appartement.

Le chauffage est assuré par poêle central distribuant l'air chaud dans les pièces au moyen de gaines dans le plafond.

Le logement bureau de l'Ingénieur comprendra en cave une chaudière de chauffage central à eau chaude de type classique; au rez-de-chaussée un bureau et un secrétariat accessibles aux usagers

(mais nettement séparés de l'appartement), avec entrée, une pièce de séjour et une cuisine; à l'étage trois chambres à coucher et une salle de bains; la surface utile est de 327 m².

Les logements doubles des éclusiers et barragistes seront analogues à ceux des chefs; ils comporteront, comme les précédents, un jardin potager, un clapier et une buanderie.

Le prix de chacun de ces bâtiments est estimé approximativement à 25 000 F le mètre carré de surface habitable.

Logements des chefs barragistes et éclusiers
(septembre 1955).



(Photographie A. Chevallier, Ivry.)



Logements des chefs (janvier 1956).

(Photographie A. Chevallier, Ivry.)

Bien que l'étude détaillée des nouvelles écluses soit en dehors de notre sujet, nous rappellerons brièvement que la recherche essentielle des Ingénieurs de la Navigation de la Basse-Seine a été d'avoir des ouvrages standardisés et des biefs de longueur équilibrée d'environ 45 km.

En 1941, la fusion des biefs Méricourt-Meulan prévoyait le remplacement des vieilles écluses de Carrières-sous-Poissy par un groupe (220×17 m et 141×12 m) à construire à proximité immédiate des ouvrages actuels, en utilisant la dérivation partant de l'aval de Conflans-Sainte-Honorine.

Après de longues études, ce dispositif a été abandonné au profit d'écluses accolées au barrage, ce qui facilitera l'exploitation par concentration des moyens en personnel et en matériel.

Au lieu d'une grande et d'une moyenne écluse, on construira deux écluses identiques, $173 \text{ m} \times 18 \text{ m}$ permettant ainsi le sasement de quatre grands chaulands (ou de convois) de près de 6 000 t de charge totale. Ces écluses seront évidemment construites pour le mouillage de 4,50 à 5 m; l'une d'entre elles aura une porte intermédiaire pour pouvoir éventuellement fonctionner comme petite écluse et assurer plus rapidement le sasement des bateaux isolés.

La construction d'écluses accolées au barrage d'Andrézy présente un autre avantage; elle évitera très vraisemblablement la reconstruction du barrage de Denouval.

Actuellement, les deux barrages assurent sous les P.H.E.N. un débouché de 700 m^2 pour Andrézy et 250 m^2 pour Denouval, soit au total 950 m^2 , chiffre nettement insuffisant, puisqu'à l'aval de l'Oise, tous les aménagements du chenal sont réalisés en vue d'obtenir ultérieurement un débouché superficiel de $1\,500$ à $1\,600 \text{ m}^2$.

Or, le nouveau barrage d'Andrézy assurera seul un débouché de 960 m^2 , et comme les écluses accolées pourront constituer un pertuis supplémentaire au barrage, en fonctionnant en crue, on augmentera par là même le débouché du barrage de 300 m , si bien que le système barrage-écluses d'Andrézy (complété par le barrage de Denouval dont le débouché serait conservé) pourrait suffire pour l'écoulement des crues dans le cadre de l'aménagement du chenal à $1\,550 \text{ m}^2$ de débouché.

Cette disposition est économique et si elle est généralisée sur la Basse-Seine, tendra à supprimer les dérivations et à ramener la navigation en toutes circonstances dans le bras principal de la rivière.

L'aménagement des écluses en pertuis supplémentaire du barrage oblige à prévoir pour l'amont des portes pouvant éventuellement être manœuvrées sous une légère chute; les portes seront donc levantes, elles seront du style des vannes du barrage, si bien que l'ensemble des ouvrages pourra être harmonisé ainsi que le montre la perspective. Les autres portes seront busquées afin qu'aucune superstructure ne gêne la visibilité de l'agent qui comman-

dera les manœuvres à partir d'une cabine placée sur l'une des piles des écluses.

Les fondations des ouvrages s'inspireront, bien entendu, des fondations du barrage qui ont été reconnues les plus économiques et les plus facilement réalisables. Il a d'ailleurs été tenu compte dans la fondation et l'infrastructure de la culée du barrage de la construction ultérieure des têtes d'écluses et toutes précautions ont été prises pour assurer la liaison des maçonneries et permettre en cas de besoin, et sans le moindre danger, des travaux en sous-œuvre.

* * *

Une étude de détail sur modèle réduit (Laboratoire National de Chatou) doit nous fixer prochainement sur les modes d'alimentation et de vidange des sas ; les dimensions des champs de tranquillisation, etc...

Achèvement des travaux du barrage et de la cité annexe, construction des écluses accolées, tels sont les problèmes les plus urgents.

Nous ne voudrions pas terminer cet exposé sans parler, le plus brièvement possible, de ce que l'on appelle, administrativement, l'achèvement de l'aménagement du bief de Meulan, à savoir :

- le calibrage de la Seine sur 23 km ;
- la suppression des ouvrages de la retenue de Meulan.

Voici, sans vaines digressions, l'essentiel des conclusions (février 1955) à cet égard :

a) — Calibrage

Le but poursuivi est d'obtenir la réalisation dans le bief de Meulan, après sa fusion avec le bief de Méricourt, d'un chenal navigable présentant un mouillage de 3,50 m sous la retenue normale, une largeur au plafond d'au moins 80 m avec surlargeur de 10 à 12 % dans les courbes dont aucune ne serait d'un rayon inférieur à 400 m.

En dehors du chenal navigable, les dragages sont prévus dans le bras de Villennes, très fréquenté par la navigation de plaisance, et dans le bras de Mézy, fréquenté par la marine de commerce pour la desserte des ports privés qui existent dans ces bras.

Le cube total à draguer est de l'ordre de 1 731 000 m³. Les produits de dragages seraient déposés sur les rives jusqu'à une cote supérieure à celle qui serait atteinte par une crue semblable à celle de 1910 lorsque l'aménagement du bief de Meulan aura été réalisé.

Les terrains à utiliser pour ces dépôts représentent une surface totale d'environ 800 000 m².

Il est prévu des défenses de berges au droit des parties rescindées au voisinage des écluses et la construction d'une digue en matériaux pierreux nécessaire pour la bonne tenue des déblais qui doivent être déposés derrière elle.

La dépense afférente à l'aménagement du lit de la Seine dans la région considérée est évaluée à 1 040 000 000 de francs, qui se décomposent comme suit :

— Terrassements	813 089 550 F
— Défenses de berges	28 760 000 —
— Acquisition de terrains	62 630 000 —
— Propriétés bâties à exproprier	40 000 000 —
— Somme à valoir	95 520 450 —

Total égal... 1 040 000 000 F

b) — Suppression d'ouvrages à Meulan

En admettant une démolition du barrage sur 90 m un peu supérieure à la largeur du chenal, la dépense, aux prix actuels, serait de 47 millions.

C'est sur ces dossiers que les ingénieurs auront à se pencher.

A l'heure actuelle, les principaux dirigeants des études et travaux sont :

A) — Pour l'entreprise de génie civil (TRUCHE-TET-TANSINI) :

MM. TRUCHETET, Président Directeur Général,
CAYOTTE, Directeur Général,
BERN, Directeur des travaux,
DREVET, Chef du bureau d'études,
PALLIN, Conducteur des travaux.

Pour l'entreprise de battage :

MM. COURBOT, Président Directeur Général,
SALVY, Chef de chantiers.

Pour la construction métallique BOUCHAYER-VIALLET) :

MM. Jean BOUCHAYER, Président Directeur Général des usines,
SIMON-SUISSE, Chef du bureau d'études.

Pour le montage :

MM. Robert BOUCHAYER, Directeur de la Société Dauphinoise d'Etudes et de Montage,
LAMBERT, Conducteur de travaux.

B) — Pour le maître de l'œuvre (Service de la Navigation de la Basse-Seine) :

MM. BLOSSET, Ingénieur en Chef du Service,
MEO, Ingénieur d'Arrondissement,
PLENAT, Ingénieur de la subdivision du Barrage,
BOURGUIGNON, Ingénieur de la subdivision des écluses,
Les Frères ARSÈNE HENRY, Architectes DPLG.
SALESSES, Adjoint technique (barrage),
MILLIERE et FAUVEAU, Surveillants de travaux.

(Reproduction interdite.)



(Photographie A. Chevallier, Ivry.)

Vue perspective des ouvrages de navigation d'Andrézy.

DOCUMENTATION TECHNIQUE

95

RÉUNIE EN MARS 1956

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....				160 F	
Positifs sur papier : la page (port en sus):					
Format	9 × 12.....	70 F	Format	18 × 24.....	110 F
	13 × 18.....	90 F		21 × 27.....	150 F
Minimum de perception				250 F	

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,
6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-95. La rationalisation des projets de construction. — *Structura*, Fr. (déc. 1955), n° 3, p. 120-135, 8 fig., (en français, anglais et allemand). — Rapport présenté au Quatrième Congrès de l'Union internationale des Archi-

tectes tenu à Scheveningue, Pays-Bas, en juillet 1955. — Normalisation, coordination modulaire, tendances dans les différents pays, notamment au Danemark, en U. R. S. S. et en Pologne. — E. 39754. CDU 721.011 : 389.6.

2-95. Dessin de bâtiment. VIEUXBLÉ (R.); Edit. : Dunod, Fr. (1956), 2 broch., 1-43 p.; II-58 pl. — Voir analyse détaillée B. 1812 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40945 CDU 744.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C.I.D.B.), les analyses présentées dans la **Documentation Technique** comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Les analyses sont publiées dans la **Documentation Technique** dans l'ordre des rubriques de la classification, du système GORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE
DES MATÉRIAUX

3-95. Moments dus à la surcharge et aux variations de température dans les parois minces de révolution encastrées dans des cylindres (Live load and temperature moments in shells of rotation built into cylinders). SALVADORI (M. G.); *J. A. C. I.*, U.S.A. (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 149-158, 8 fig., 3 réf. bibl. — Tables des moments de flexion maxima dus aux charges verticales et aux variations de température dans des parois minces de différentes formes. Quand les parois minces sont encastrées élastiquement dans des cylindres de même rayon, les valeurs maxima des moments de flexion dans les parois minces et dans le cylindre sont fonction du rapport entre l'épaisseur de la paroi mince et l'épaisseur du cylindre. — E. 38799. CDU 624.074.4 : 624.043.

4-95. Sur les modes de déformation dans les métaux. HABRAKEN (L.), GREDAY (T.); *Rev. univers. Min. Metallurg. Mécan. Trav. publ.*, Belg. (fév. 1956), t. 12, n° 2, p. 38-55, 29 fig., 50 réf. bibl. — E. 40544. CDU 624.044 : 691.7.

5-95. Distribution des contraintes dans le béton selon le procédé de calcul basé sur la résistance à la rupture (Concrete stress distribution in ultimate strength design). HOGNESTAD (E.), HANSON (N. W.), MCHENRY (D.); *J.A.C.I.*, U.S.A. (déc. 1955), vol. 27, n° 4, p. 455-479, 15 fig., 33 réf. bibl. — Présentation de résultats d'essais montrant la validité des conceptions fondamentales de la plasticité qui sont à la base des théories développées notamment par WHITNEY et JENSEN. — E. 40267. CDU 624.043 : 666.972 : 539.5.

6-95. Sollicitations dues au support dans les réservoirs sphériques. I. II. III (fin). ESSLINGER (M.); *Travaux*, Fr. (déc. 1955), n° 254, p. 842-846, 7 fig.; (jan. 1956), n° 255, p. 43-48, 3 fig. (mars 1956), n° 257, p. 123-128, 4 fig. — E. 39180, 39782, 40662.

CDU 624.078.5 : 621.642 : 624.072.4.

Cac n Procédés de calcul.

7-95. Calcul de voiles minces cylindriques avec poutre de bordure (Design of cylindrical shells with edge beam). FISCHER (L.); *J.A.C.I.*, U.S.A. (déc. 1955), vol. 27, n° 4, p. 481-488, 5 fig. — Exposé d'une méthode tenant compte de la rigidité verticale et horizontale, et de la rigidité à la torsion de la poutre de bordure. — E. 40267. CDU 624.04 : 624.074.4.

8-95. Stabilité au vent des bâtiments élevés. Cas des bâtiments à refends transversaux porteurs. Etude d'un problème particulier de refends présentant des ouvertures superposées. TESSIER (M.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1956), t. 11, n° 1, p. 19-22, 6 fig. — Exposé d'une méthode analytique de calcul. — E. 40244. CDU 624.042 : 728.2 : 011.27.

9-94. Un théorème de la mécanique des corps déformables (Un teorema de la mecanica de los cuerpos deformables). LUMER (G.); *Fac. Ingría Uruguay* (sep. 1955), Publ. Inst. Estatica n° 13, 7 p., 7 réf. bibl. — Emploi du calcul tensoriel pour l'établissement d'un théorème général de la mécanique des corps déformables. Applications. — E. 40086. CDU 624.044.

10-95. Sur la distribution de la contrainte de cisaillement dans une éprouvette formée de matériaux isotropes ou anisotropes collés (On the distribution of shear stress in a glued specimen of isotropic or anisotropic material). NISKANEN (E.); *Valtion Tek. Tutkimuslaitos*,

Finl. (1955), Julkaisu n° 30, 25 p., 19 fig., 14 réf. bibl. — Calcul de la distribution de la contrainte de cisaillement dans le cas d'un double cisaillement et dans celui d'un cisaillement simple. — E. 40222. CDU 624.043 : 620.11.

11-95. Calcul des constructions à la rupture (Ultimate strength design). CORNING (L. H.), ARCHIBALD (R.), HOGNESTAD (E.), JENSEN (V. P.), MITCHELL (S.), MORRIS (C. T.), PARCEL (J. I.), PARSONS (D. E.), REESE (R. C.); *J.A.C.I.*, U.S.A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 505-524, 10 fig., 17 réf. bibl. — Recommandations et indications pratiques pour l'emploi de cette méthode. — E. 40353. CDU 624.04 : 539.5.

12-95. Le calcul statique dans la construction en béton armé. Cours et manuel de statique des constructions (Die Statik im Stahlbetonbau, Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik). BEKER (K.); Edit. : Springer-Verlag, All. (1956), 1 vol., xii + 804 p., 1438 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1837 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40817. CDU 624.012.45 (03).

13-95. Contribution au calcul des structures métalliques à parois pleines (Beitrag zur Bemessung stählerner Vollwandkonstruktionen). SATTLER (K.); *Bautechnik*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 16-19, 7 fig., 3 réf. bibl. — Présentation d'un procédé facilitant la détermination de la section transversale de poutres métalliques dissymétriques. — E. 40111. CDU 624.04 : 624.014.2.

14-95. Principes de calcul d'éléments en acier de grues et de ponts roulants (Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen). Deutsch. Normenausschusses, All. (nov. 1954), norme allemande DIN 120, 2^e édit., 4 p., 1 fig. (la 1^{re} édit. a été analysée dans notre D.T. 41 de janvier 1951, article n° 23). — Grues. Stabilité. Charge d'essai. Sécurité contre la poussée du vent (Kranes. Standsicherheit. Probelastung. Sicherheit gegen Abtreiben durch Wind) (jan. 1955), Projet de norme allemande DIN 5019, 2 p., 1 fig. — Ce projet de norme contient le texte prévu de la nouvelle rédaction de la norme allemande DIN 120, paragraphes 22 et 23, édition de novembre 1936 et de l'additif de novembre 1942 à la DIN 120, article 9. — De ce fait, la DIN 120 reste encore valable. — E. 40019, 40020. CDU 624.04 : 621.86 : 389.6.

15-95. Sur le calcul de la ligne élastique et des fonctions dérivées pour les systèmes hyperstatiques. III. (fin). Maxima et minima de la courbe élastique et des fonctions dérivées pour des structures hyperstatiques à montants rectilignes (Sul calcolo della linea elastica e delle funzioni derivate per le strutture iperstatiche. III: Massimi e minimi della linea elastica e delle funzioni derivate per le strutture iperstatiche ad aste rettilinee). DEI POLI (S.); *Acciaio Costr. metall.*, Ital. (sep.-oct. 1955), n° 4, p. 15-23, 8 fig., 11 fig. h.-t., 6 réf. bibl.; (oct.-nov. 1955), n° 5, p. 16-30, 8 fig., 1 réf. bibl. — (I : parue dans notre DT. 82 de février 1955, article n° 14; II : parue dans notre DT. 90 de décembre 1955, article n° 9). — E. 38780, 39788. CDU 624.04 : 624.075.

16-95. Calcul à la rupture des ponts en arc de faible épaisseur avec poutre raidisseuse (Il calcolo a rottura dei ponti a volta sottile ed impalcato irrigidente). GALLI (A.), FRANCHIOSI (V.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov. 1955), n° 11, p. 686-700, 36 fig., 5 réf. bibl. — Etude du cas de ponts en arc à tablier supérieur. — E. 40100. CDU 624.7 : 624.04.

17-95. Calcul des ponts suspendus par la méthode de l'énergie minimum (Analysis of suspension bridges by the minimum energy principle). ERZEN (C. Z.); *Mém. A. I. P. C. Suisse* (1955), 15^e vol., p. 51-68, 2 fig., 4 réf. bibl., (résumés français, allemand). — Présentation de la méthode de calcul, application au calcul de ponts de différentes portées. — E. 39928. CDU 624.04 : 624.043.

18-95. Sur le calcul des poutres hyperstatiques en régime plastique (Sul calcolo delle travi iperstatiche in regime plastico). BELLUZZI (O.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov. 1955), n° 11, p. 672-685, 8 fig., 1 réf. bibl. — Comportement des poutres hyperstatiques dans la période comprise entre l'apparition des premières déformations plastiques et la rupture. Présentation de méthodes de calcul simplifiées. — E. 40106. CDU 624.04 : 539.5 : 624.073.

19-95. Dimensionnement des constructions fléchies. I. II (fin). SZECSEI (A.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (4 fév. 1956), n° 3, p. 29-35, 9 fig. (18 fév. 1956), n° 4, p. 45-52, 13 fig. — Imperfections de la méthode de dimensionnement appliquée généralement dans la pratique, présentation d'un nouveau procédé de calcul. Essais. — E. 40398, 40569. CDU 624.04 : 539.5 : 624.072.2.

20-95. Flambement accompagné de torsion de flexion de barres à profil ouvert comprimées axialement dans le domaine non élastique. I. II (fin). (Biegedrillknicken mittig gedrückte Stäbe mit offenem Profil im unelastischen Bereich). ROIK (K.); *Stahlbau*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 10-17, 10 fig. (fév. 1956), n° 2, p. 32-33, 11 fig., 18 réf. bibl. — Etablissement et résolution des équations différentielles du problème d'après la théorie de Engesser-Karman et d'après la théorie Engesser-Shanley. — E. 40110, 40614. CDU 624.075 : 624.071.

21-95. Calcul matriciel de la répartition continue des moments (Matrix-analysis of successive moment-distribution). ASPLUND (S. O.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1955), 15^e vol., p. 17-22, 22 fig., (résumés français, allemand). — E. 39928. CDU 624.043 : 624.072.2 : 519.5.

22-95. Lignes d'influence décimales pour les poutres continues. Vol. III. — Ordonnées des lignes d'influence et courbes de moments de poutres continues sur deux, trois, quatre et cinq travées (Zehnteilige Einflusslinien für durchlaufende Träger. III. — Ordinate der Einflusslinien und Momentenkurven durchlaufender Träger von 2 bis 5 Feldern). ANGER (G.); Edit. : Wilhelm Ernst und Sohn, All. (1955), 8^e édit., 1 vol. iv + 247 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 1836 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40012. CDU 624.043 : 624.072.2 : 519.5.

23-95. Emploi d'une machine à calcul électronique pour la solution de divers problèmes de calcul des constructions (The application of an electronic digital computer to some problems of structural analysis). LIVESLEY (R. K.); *Struct. Engr. G.-B.* (jan. 1956), vol. 34, n° p. 1-12, 9 fig., 33 réf. bibl. — Exposé d'une méthode permettant d'effectuer le calcul de constructions à l'aide d'une machine électronique installée à l'Université de Manchester. Exemples et perspectives d'avenir. — E. 39788. CDU 624.01 : 518 : 621.3.

Caf Essais et mesures.

24-95. Essais de longue durée pour étudier le comportement du ciment dans le béton. I. Corrélation entre les résultats d'essais

laboratoire et le comportement « in situ » dans des conditions naturelles de gel et de dégel. (Long-time study of cement performance in concrete. IX. Correlation of the results of laboratory tests with field performance under natural freezing and thawing conditions). JACKSON (F. H.); J.A.C.I., U.S.A. (oct. 1955). vol. 27, n° 2, p. 159-193, 22 fig., 14 réf. bibl. — Compte rendu d'essais de laboratoire poursuivis sur une période de quatorze ans et d'essais en chantier sur une période de douze ans. Résistance au gel et au dégel en fonction de la teneur en air. — E. 38799.

CDU 620.193 : 666.972 : 69.03 « 324 ».

25-95. Comptes rendus de la Society for Experimental Stress Analysis (Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis). Society for Experimental Stress Analysis, U.S.A. (1955), 1 vol., x + 213 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1825 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40596.

CDU 620.105 : 624.043 (06).

26-95. Essais d'ancrages pour coffrages utilisés dans la construction d'ouvrages en béton massif (Tests of anchors for mass concrete forms). KENNEDY (T. B.), CRAWLEY (W. O.); J.A.C.I., U.S.A. (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 139-147, 8 fig. — E. 38799.

CDU 620.16 : 621.88 : 69.057.5.

27-95. Essais de résistance à la rupture de pylônes et essais de fondations de pylônes à Wendlingen (Allemagne) (Mastumbrück und Fundamentversuche Wendlingen). MORS (H.); Stahlbau, All. (jan. 1956), n° 1, p. 20-23, 10 fig. — Compte rendu de recherches expérimentales sur des pylônes métalliques de lignes haute tension. — E. 40110.

CDU 620.17 : 624.97 : 624.014.

28-95. Essais de planchers nervurés en béton armé soumis à des charges statiques de longue durée (Versuche an Strahlbetonrippendecken mit langdauernder, ruhender Belastung). SOBETZ (S.); Bautechnik, All. (jan. 1956), n° 1, p. 6-9, 10 fig., 1 réf. bibl. — E. 40111.

CDU 620.17 : 69.025.22 : 693.55.

29-95. Résistance à la compression d'éprouvettes en béton chargées sur la totalité ou sur une partie de leur surface (Resistencia a la compresion de ejemplares de hormigon cargados total o parcialmente). GARCIA (V. L.); Fac. Ingria, Uruguay (1955), Publ. Inst. Ens. Mater. n° 28, 16 p., 23 fig. — Description des essais. Graphiques des résultats. — E. 39973.

CDU 620.17 : 666.97 : 620 : 11.

30-95. Essais de poutres continues en béton armé pour des taux de raccourcissement du béton très élevés (Undersökning av kontinuerliga betongbalkar vid langtgaende betongstukning). NYLANDER (H.), SAHLIN (S.); Betong, Suède (1955), n° 3, p. 241-275, 39 fig., 4 réf. bibl. — E. 38871.

CDU 624.072.2 : 624.012.4 : 620.17.

31-95. Portance des chaussées (Tragfähigkeit von Strassen). Ass. suisse Normalisat. Suisse. Normes suisses : 1° Principes et types d'essais (Grundsätze und Versuchsarten), SNV 40310, 4 p., 5 fig. — Définitions. Types d'essai et leur domaine d'application : force portante, essai de poinçonnement (CBR), essais de charge avec plaque. Ordre de succession des essais. — 2° Appareil d'essai VSS (VSS Prüfgerät), SNV 40312, 6 p., 7 fig. — Description de l'appareil VSS permettant la détermination de la portance de l'infrastructure et de la superstructure. Utilisation de l'appareil. — 3° Essai de poinçonnement CBR (CBR Versuch), SNV 40315, 6 p., 5 fig. — Caractéristiques de l'essai, mode opératoire. Interprétation des essais. — 4° Essai de charge avec plaques (Plattenversuch), SNV 40317, 6 p., 8 fig. — Modalités d'exécution et d'interprétation d'essais de charge avec plaques circulaires de 200 et 700 cm². Ces essais permettent de déterminer la portance

des sols d'infrastructure et leur compressibilité. — E. 36331, 36332, 36333, 36334.

CDU 624.131.524 : 625.731.1.

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES

32-95. Ecoulement turbulent stabilisé à travers des tuyaux lisses de section circulaire, II : Détermination de la relation entre le coefficient de résistance et le nombre de Reynolds. III : Influence des chocs sur la formation du mouvement turbulent (Ustalony przeplyw burzliwy przez gladkie rury prostosciowe o przekroju kolowym. II : Wyznaczenie zaleznosci wspolczynnika oporu od liczby Reynolds a. III : Wplyw wstrzasow mechanicznych na tworzenie sie ruchu burzliwego). BURKA (E.); Archiv. Hydrotech., Pol. (1955), t. 2, n° 3, p. 171-189, 7 fig., 22 réf. bibl., (résumés russe, anglais). (1955), t. 2, n° 4, p. 239-254, 10 fig., 5 fig. h.-t., 10 réf. bibl., (résumés russe, anglais). — (I : parue dans notre Documentation Technique 89, nov. 1955, article n° 27). — E. 38358, 40254.

CDU 532.5 : 621.643.2.

33-95. Recherches sur la rugosité des canaux industriels de la Société « Terni » (Ricerche sulla scabrezza di canali industriali della Società « Terni »). GADDINI (B.); Energ. elettr., Ital. (déc. 1955), vol. 32, n° 12, p. 1099-1108, 24 fig. — Compte rendu de recherches effectuées par l'Institut d'Hydraulique de l'Université de Rome sur la rugosité des parois de canaux desservant des centrales hydroélectriques. — E. 40464.

CDU 532.5 : 626.1 : 627.8.

34-95. Les phénomènes de l'écoulement dans les turbines et dans les pompes et leur effet sur les conduites forcées des centrales et des stations de pompage (Strömungsvorgänge in Turbinen und Pumpen und deren Auswirkung auf die Druckrohrleitung von Kraftwerken und Pumpstationen). NETSCH (H.); Wasserwirtschaft, All. (fév. 1956), n° 5, p. 113-121, 9 fig., 40 réf. bibl. — E. 40465.

CDU 532.5 : 621.6 : 628.14.

35-95. Calcul de la hauteur du niveau de l'eau dans les canaux à section irrégulière (Berechnung der Wasserspiegellage in gegliederten Kanalquerschnitten). NAUDASCHER (E.); Bauingenieur, All. (jan. 1956), n° 1, p. 24-26, 6 fig. — E. 40270.

CDU 532.5 : 626.1.

36-95. Recommandations concernant la protection des réseaux contre les coups de bélier. — M.R.L., Fr. (1955), 1 broch., 17 p., 4 fig. — Voir analyse détaillée B. 1817 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41124.

CDU 621.646 : 532.5.

37-95. Théorie et calcul du coup de bélier (Waterhammer analysis). PARMALIAN (J.); Edit. : Prentice-Hall Allyn and Bacon International. Corp., U.S.A. (1955), 1 vol., Civ. Engng, Engng Mechan. Series, xiv + 161 p., 97 fig., 47 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1826 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40478.

CDU 532.5 : 621.646.

Ci GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

38-95. Notions fondamentales de mécanique des sols (Fundamentals of soil mechanics). TAYLOR (D. W.); Edit. : John Wiley and Sons, Inc., U.S.A. (1948), 1 vol., xii + 700 p., nombr. fig., 174 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1821 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40480.

CDU 624.131 (03).

39-95. Influence de la rugosité du sol de fondation et effet des eaux souterraines sur la force portante limite des fondations (Influence of roughness of base and ground-water condi-

tions on the ultimate bearing capacity of foundations). MEYERHOF (G. G.); Géotechnique, G.-B. (sep. 1955), vol. 5, n° 3, p. 227-242, 10 fig., 13 réf. bibl. (résumé français). — Exposé des méthodes théoriques permettant de déterminer l'influence de la rugosité du sol de fondation, comparaison des données ainsi obtenues avec les résultats d'essais de chargement sur des modèles de semelles. Effet des eaux souterraines sur la force portante des sols non cohérents, comparaison des résultats théoriques avec ceux obtenus en laboratoire et « in situ ». — E. 40458.

CDU 624.131.38 : 624.131.6.

40-95. Évaluation des coefficients de réaction du sol de fondation (Evaluation of coefficients of subgrade reaction). TERZAGHI (K.); Géotechnique, G.-B. (déc. 1955), vol. 5, n° 4, p. 297-326, 18 fig., 23 réf. bibl. (résumé français). — Etude des facteurs déterminant la valeur des coefficients de réaction verticale et de réaction horizontale des sols de fondations constitués de sable non cohérent et d'argile raide. — E. 40459.

CDU 624.15 : 624.131.4.

41-95. Étude de la résistance au cisaillement de sable saturé et de mélanges de sable et d'argile en compression triaxiale (A study of the shear strength of saturated sand, and sand : clay mixtures, in triaxial compression). TROLOPE (D. H.); ZAFAR (S. M.); Engineering, N. Zél., (15 nov. 1955), vol. 10, n° 11, p. 417-424, 15 fig., 17 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées au laboratoire de Mécanique des Sols de l'Université de Melbourne. — E. 39982.

CDU 624.13 : 620.11.

42-95. Colloque sur la perméabilité des sols (Symposium on permeability of soils). American Society for Testing Materials, 1916 Race St., Philadelphie, 3, Pa., U. S. A. (avr. 1955), 1 broch., ASTM Spec. tech. Publicat. n° 163, 136 p., nombr. fig., 152 réf. bibl. — Mémoires présentés à l'Assemblée annuelle de l'A.S.T.M. du 15 juin 1954 : Principes des essais de perméabilité des sols. — Déplacement de l'eau à travers des systèmes hydrophiles poreux sous l'effet de potentiels capillaires électriques et thermiques. — Un perméamètre à faible hauteur d'eau pour l'essai des matériaux granulés. — Essai de perméabilité pour les sables. Perméabilité des sols à grains fins compacts. Perméabilité et tassement d'échantillons de laboratoire de sable et de mélanges sable-gravier. Mesure de la conductivité hydraulique du sol « in situ ». — Mesure des perméabilités dans les recherches sur les eaux souterraines. — Détermination de la perméabilité d'un sol granulé à l'aide d'air soumis à une pression décroissante. — Bibliographie (articles sur : la théorie de l'écoulement, les méthodes, les liquides, la porosité, autres facteurs. — E. 40074.

CDU 532.5 : 624.131.6 : 620.11 (06).

43-95. Cours sur les sols de fondation en 1955 (Baugrundsкурс 1955). Inst. Verkehrswasserbau. Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, All. (1955), 1 vol., Mitteil. n° 43, 100 p., 35 fig. — Voir analyse détaillée B. 1845 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 39823.

CDU 624.131 (06).

44-95. Calcul numérique des contraintes dans le sol sous une semelle de longueur infinie uniformément chargée. (Numerical calculation of stresses in soil under an uniformly loaded infinite strip). LADANJI (B.); Proc. Yugosl. Soc. Soil Mech. Found. Engng, Yugosl. (1955), n° 11, Sect. 4, p. 13-17, 6 fig., 1 réf. bibl. — Texte d'un exposé présenté au Cinquième Congrès de la Société yougoslave de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations à Ildza, juin 1954. — E. 40092.

CDU 624.131.5 : 624.15.

45-95. Calcul des pressions de contact, des déplacements et des inclinaisons de semelles rectangulaires soumises à des charges centrées

ou excentrées. (Calculus of contact pressures, displacements and inclinations of centrally or eccentrically loaded rectangular footings). SOVINIC (I.); *Proc. Yugosl. Soc. Soil mechan. Found. Engng.*, Yougosl. (1955), n° 10, Sect. 4, p. 5-12, 12 fig., 1 réf. bibl. — Texte d'un exposé présenté au Cinquième Congrès de la Société yougoslave de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations à Ildza, juin 1954. — E. 40092. CDU 624.131.5 : 624.15.

Co CONDITIONS GÉNÉRALES

Coc Conditions économiques.

46-95. Série de prix applicables aux travaux du bâtiment. Elaborée par l'Office du Bâtiment et des Travaux publics du Département de l'Isère avec la collaboration du Service de l'Architecture municipale de la Ville de

Grenoble. — Principes généraux et dispositions communes à tous les corps d'état, t. I. — Syndic. gén. Entrepreneurs Bâtim. Trav. publ. Départ. Isère, Fr. (1941), 1 vol., 199 p. — Voir analyse détaillée B. 1820 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40979. CDU 657 : 69 (44).

Cod m Cahiers des charges.

Contrats.

47-95. Adjudications et Cahiers des charges dans les industries du bâtiment et des travaux publics (Engineering contracts and specifications). ABBETT (R. W.); Edit. : John Wiley and Sons, Inc., U. S. A. (1954), 3^e édit., 1 vol., xvi + 429 p., — Voir analyse détaillée B. 1822 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40481. CDU 347 (7) (03).

Cub Mathématiques. Calcul pur.

Statique.

48-95. Analyse dimensionnelle et théorie des maquettes. LANGHAAR (H. L.); traduction française par C. CHARCOSSET de l'ouvrage américain, Edit. : Dunod, Fr. (1956), 1 vol., xvii + 230 p., 18 fig., 7 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1813 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40943. CDU 51 (03).

49-95. Notions fondamentales de statistique (Basic statistical concepts). ADAMS (J. K.); Edit. : McGraw-Hill Publish. Co., Ltd., G.-B. (1955), 1 vol. xvi + 304 p., nombr. fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1829 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40597. CDU 31 : 519.2 (03).

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

50-95. Cours du bâtiment. Les éléments de construction et la structure de l'ensemble. Bases de la technique moderne de construction. (Hochbaukonstruktion. Die Bauteile und das Baugefüge. Grundlagen des heutigen Bauens). SCHMITT (H.); Edit. : Otto Maier, All. (1956), 1 vol., 584 p., 3665 fig. — Voir analyse détaillée B. 1842 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40727. CDU 69 (03).

Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Dab j Matériaux métalliques.

51-95. Introduction à l'emploi de l'acier dans le bâtiment. — Acier, Fr. (1955), 60 p., 146 fig. — Elaboration, constitution, traitement thermique de l'acier. Classification des aciers. Formes et dimensions. Principes de la construction en acier : poteaux, poutres, portiques et cadres, planchers, encastresments et articulations, systèmes réticulés. Bref aperçu des procédés de transformation de l'acier : forgeage, laminage à chaud et à froid, profilage à froid. Tôles et profilés. Assemblages. Réalisation des éléments de construction : ossatures, murs, voiles, escaliers, couvertures, revêtements, équipement du bâtiment, échafaudages et étaielements, coffrages. — E. 40171. CDU 624.014 : 721.

52-95. Emploi des alliages légers dans la construction (The application of light alloys to structural engineering). MCHARDY YOUNG (J.); The Assoc. Engng Shipbuilding Draughtsmen, G.-B. (nov. 1955), Session 1954-1955, 1 broch., 43 p., 23 fig. — Voir analyse détaillée B. 1832 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 39909. CDU 691.691.77 : 624.07.

53-95. Le cuivre et ses alliages dans le bâtiment. SCHOORS (J.); *Ass. Lamineurs Tréfileurs Métaux non-ferreux*, Belg. — C E D OC, Belg. (sep.-oct. 1955), n° 5, 32 p., 78 fig. — Texte d'une conférence faite le 9 novembre 1954 au Ministère des Travaux publics et de la Reconstruction, à Bruxelles. — Tubes en cuivre pour canalisations, couvertures en cuivre pour bâtiments, menuiserie métallique et décoration en cuivre et en alliages de cuivre. — E. 40337. CDU 691.73 : 69.

Dab l Matériaux rocheux. Pierres.

54-95. Notions élémentaires sur les matériaux non métalliques. BLOEMEN (A. M.),

CHARLIER (R.); Edit. Dunod, Fr. (1955), 1 vol., 60 p., 64 fig., 2 fig. h.-t., 21 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1814 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40944. CDU 691.1/6 : 662.

Dab le Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

55-95. Nouveaux ciments, Minist. Industr. Energie, Serv. Propriété industr., Brevet d'invent. Gr. 7, Cl. 1, n° 1 035 771, 4 p., pris par P.M.A.J. FOUILLOUX, demandé le 5 avr. 1951, délivré le 22 avr. 1953. — 8 p. h.-t., 3 fig. — L'invention concerne des ciments caractérisés essentiellement par un mélange ternaire de ciment pur, naturel ou artificiel, de laitier de haut-fourneau et d'une pouzzolane. Le mélange ternaire permet d'obtenir des résistances considérables à la désagrégation chimique, un accroissement de la plasticité des mortiers et des bétons, un ressasse moins important, une tendance plus faible à la ségrégation, une diminution du retrait et une plus grande imperméabilité à l'eau. — E. 39452. CDU 691.54.

56-95. Importance de la chaux libre dans le ciment de Portland pour la résistance du béton aux actions agressives I. II. (fin) (Ueber die Bedeutung des freien Kalkes im Portlandzement für die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen aggressive Einwirkungen). MEIER-GROL-MAN (F. W.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 15-28, 30 fig., 54 réf. bibl.; (fév. 1956), n° 2, p. 58-71, 24 fig., 48 réf. bibl. (résumés anglais, français). — Considérations théoriques sur la nature du ciment. Discussion d'essais américains. — E. 40283-40752. CDU 666.9 : 693.547.

57-95. Essai de fissurabilité des liants hydrauliques. Contribution à l'expérimentation sur les conditions d'essai. — VIRONNAUD (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr (mars-avr. 1956), n° 99-100 (Liants hydrauliques : 15), p. 251-276, fig. — Compte rendu de recherches faites au Centre expérimental du Bâtiment et des Travaux publics sur les conditions de l'essai de fissurabilité. De nombreux paramètres ont été étudiés : dimensions de l'éprouvette, importance des bulles d'air enfermées dans la pâte par la mise en place, nature et état de surface des noyaux, quantité d'eau de gâchage de la pâte, diverses méthodes de mise en place de la pâte dans les moules (piquage, giration, chocs, damage), lissage de l'éprouvette, fraisage des moules. Le plus important de tous ces paramètres semble la conservation. On a également remarqué que les pâtes pures soumises à 50 % d'humidité relative avaient une chute importante

de résistance en flexion dans les premières heures de démolage, puis une remontée progressive. La forme de la courbe des résistances à partir de l'instant du démolage à 50 % de degré hygrométrique conditionne les temps de fissuration et les dispersions. Ces dispersions, qui paraissent importantes dans le cas de certains ciments peuvent être dues à des manques d'homogénéité à l'échelle de l'éprouvette d'essai; quelques résultats sur des mélanges de ciments en apportent une preuve. — E. 40738. CDU 691.54 : 620.16.

Dab lem r Briques. Tuiles. Poteries.

58-95. Annuaire technique 1956 de l'industrie allemande des briques et tuiles. (Ziegeleitechnisches Jahrbuch 1956). SPINGLER (K.); Edit. : Bauverlag GmbH., All. (1956), 1 vol., 328 p., 40 fig., 4 fig. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 1838 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40482. CDU 691.42 : 058.2 (43).

Dab m Bois et matériaux à base de bois.

59-95. Terminologie des bois (Terminologia de madeiras). Lab. Nacion. Engria civ. (Minist. obras publ.), Portug. (1955), Especific. 1. 31-1954, Sér. B — Sec. 1, 61 p., 32 fig., 14 réf. bibl. — L'arbre, structure et propriétés des bois; abattage, préparation, défauts, essences courantes. Lexique français et anglais donnant l'équivalent des mots portugais définis dans la brochure. — E. 39085. CDU 674.03 (03).

Dac PEINTURES. PIGMENTS. VERNIS. PRODUITS ANNEXES

60-95. Chimie des peintures, vernis et pigments. CHAMPETIER (G.), RABATE (H.). Edit. : Dunod, Fr. (1956), 2 vol., I : viii + 661 p., fig., nombr. réf. bibl.; II : viii + 643 p., fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1815 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40815, 40816. CDU 691.57 : 54 (03).

61-95. Les pigments. II. III. NEDEY (G.); *Ingrs-Technic.*, Fr. (sep. 1955), n° 60, p. 107. 109, 111, 10 réf. bibl.; (nov. 1955), n° 82, p. 41. 43, 45, 47, 18 réf. bibl. — (I — parue dans notre DT. 65 de juin 1953, art. n° 46). — E. 38122 39127. CDU 667.62

62-95. La protection du plâtre par peinture. VOITURIEZ (M.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1955), n° 54, p. 34-39, 6 fig. — E. 39754.

CDU 667.637.2 : 691.55.

Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DES MATÉRIAUX

63-95. Etudes effectuées au Canada sur la pénétration du gel, application à l'industrie de la construction (Frost penetration studies in Canada as an aid to construction). CRAWFORD (C. B.); *Nation. Res. Council, (Div. Build. Res.)*, Canada, Tech. Pap. n° 20, NRC 3573, 7 p., 6 fig., 22 réf. bibl. — (Tiré de : *Roads Engng Consir*, fév. 1955, vol. 93, n° 2). — Intérêt de ces études. Exposé des recherches anciennes. Travaux actuels de la Division des Recherches du Bâtiment du Conseil National des Recherches du Canada. — E. 38437. CDU 69.03 : 324.

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf j Essais et mesures. I

64-95 Importance des essais et propriétés du béton et des agrégats du béton. (Significance of tests and properties of concrete and concrete aggregates). A. S. T. M., U. S. A. (déc. 1955), ASTM Spec. tech. Public. n° 169, 1 vol., 387 p., nombr. fig., nombre réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1824 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40949. CDU 666.97 : 620.1 : 691.322 (03).

65-95. Matériaux bitumineux (essais de ductilité). (Materiais betuminosos — ensaio de ductilidade). *Lab. nacion. Engria civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (1954), Especific. E 30, Sér. B — Sec. 5, 5 p., 2 fig., 4 réf. bibl. — Technique des essais de ductilité; appareillage utilisé, préparation des éprouvettes exécution de l'essai. — E. 39072.

CDU 620.16 : 691.16.

66-95. Mesures acoustiques sur le béton. Nouvelles méthodes pour la détermination de la qualité du béton par mesure du temps de propagation du son. II. (Schallmessungen an Beton. Neue Methoden für die Ermittlung der Qualität von Beton durch Laufzeitmessungen des Schalls). DAWANCE (G.), CHEFDEVILLE (J.); *Schweiz. Archiv*, Suisse (oct. 1955), n° 10, p. 343-325, 28 fig., 12 réf. bibl., (résumé français) — (I : parue dans notre D. T. 89 de novembre 1955, article n° 69). — E. 39020.

CDU 534.6 : 666.972.

Daf l Corrosion.

67-95. Traitement des parements de maçonnerie salis par des tâches de végétation parasitaire (Manchas de vegetação, parasitaria em paramentos rebocados, de alvenaria). *Lab. nacion. Engria civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (sep. 1954), C. I. T. n° 18, Sér. E — 3, 9 p., 5 fig. — Sous l'action de l'humidité et de la lumière, les murs se couvrent d'algues, champignons, lichens, mousses, Conseils pour éviter l'apparition de ces tâches. Traitement des surfaces salies. — E. 39084.

CDU 620.191 : 69.022.1.

68-95. Effets dissolvants de l'eau sur le ciment et le béton des canalisations (Solution effect of water on cement and concrete in pipe). FLENTJE (M. E.) SWEITZER (R. J.); *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (déc. 1955), vol. 47, n° 12, p. 1173-1194, 19 fig., 12 réf. bibl. — Comportement des revêtements en ciment des conduites d'eau réalisées en tuyaux métalliques. — E. 40204. CDU 620.193 : 693.5 : 621.643.

69-95. L'aluminium au contact avec d'autres matériaux. (Aluminium in contact with other materials). The Aluminium Development Association, 33 Grosvenor Street, Londres, W. 1, G.-B. (déc. 1955), *The A. D. A. Informat. Bull.*, n° 21, 46 p., 18 fig., 7 réf. bibl. — Mesures à prendre pour la protection de l'aluminium utilisé dans le bâtiment et les constructions mécaniques ou électriques conjointement avec d'autres matériaux métalliques ou non. La corrosion des métaux. Moyens pratiques d'éviter la corrosion. Applications pratiques. — E. 40592. CDU 691.771 : 69 : 620.197.

70-95. Effets du milieu environnant sur les conduites en fonte. (Effects of physical environment on cast-iron pipe). BARACOS (A.), HURST (W. D.), LEGGET (R. F.); *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (déc. 1955), vol. 47, n° 12, p. 1195-1206, 3 fig., 12 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales aux U. S. A. sur la corrosion et les revêtements protecteurs. — E. 40204.

CDU 620.19 : 621.643 : 691.713.

Daf m Stabilité des constructions.

71-95. Modifications proposées au texte du Règlement de la construction en béton armé de l'American Concrete Institute (ACI 318-51) (Proposed revision of building code requirements for reinforced concrete ACI 318-51). J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1955), vol. 27, n° 4, p. 401-445, 9 fig. — Texte des modifications envisagées qui portent plus particulièrement sur la résistance maximum, le calcul des dalles-champignons et des poteaux, le cisaillement, les essais de chargement, l'entraînement d'air et le dosage, le contrôle de qualité et les éléments préfabriqués. — E. 40267.

CDU 624.04 : 693.55.

72-95. Présentation des « Règles pour le Calcul et l'exécution des Constructions métalliques » — *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avr. 1956), n° 99-100 (Manuel de la construction métallique) p. 277-284, fig. — Les « Règles pour le Calcul et l'exécution des Constructions métalliques » (Règles CM 1956) qui remplacent les Règles d'Utilisation de l'Acier (Règles CM 1946) apportent à ces dernières des modifications dont les plus importantes sont les suivantes : distinction de deux cas de charge, suivant que les calculs sont faits avec ou sans prise en compte de l'action du vent; relèvement de la contrainte de base à 16 kgf/mm² lorsque le vent n'agit pas et à 18 kgf/mm² en cas d'action simultanée du vent; relèvement de la pression diamétrale admissible pour les rivets; modification de la vérification complémentaire de la sécurité; alignement sur la formule internationale pour le calcul des soudures d'angle; remaniement des formules de calcul au flambement; développement des conditions de sécurité au déversement. — E. 40738.

CDU 624.04 : 624.014.2.

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol.

Assèchement. Drainage.

73-95. Coup d'œil sur les procédés de compactage mécanique des sols (Ueberblick über die Verfahren der mechanischen Bodenverdichtung). NEUBER (H.); *Bauwelt*, All. (23 jan. 1956), n° 4, p. 76-79, 12 fig. — Procédés et engins utilisés pour le compactage des sols cohérents et non cohérents. — E. 40165.

CDU 624.138 : 621.8.

74-95. Emploi de coulis et de mortier de ciment aéré pour la stabilisation des remblais et la prévention des glissements de terrain, les réparations importantes dans les tunnels, et pour d'autres travaux de consolidation. (Uses of aerated cement grout and mortar in stabilization of slips in embankments, large-scale tunnel repairs, and other works). PURBRICK (M. C.), AYRES (D. J.); *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, G.-B. (fév. 1956), Part II : *Engng Div.*, vol. 5, n° 1, p. 52-84, 12 fig., 9 fig. h.-t., 10 réf. bibl. — Production du béton aéré, ses caractéristiques, stabilité des talus, développement des procédés d'injection de coulis de ciment sous pression. Problème de la réparation des tunnels. Discussion de l'exposé. — E. 40453.

CDU 624.138 : 693.546.3.

75-95. Consolidation d'un sol limoneux pour la digue du Rhin près de Alsum à l'aide de drains en carton posés verticalement. (Konsolidierung eines Schlammobdons für den Rhein-deich bei Alsum durch senkrecht eingebrachte Pappdräns). AHRENS (W.); *Bautechnik*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 13-16, 12 fig. — Description d'un procédé mis au point par l'ingénieur suédois Kjellman, Directeur de l'Institut géotechnique de Stockholm — E. 40111.

CDU 624.138 : 627.53.

76-95. Etudes et essais sur modèles effectués pour le déplacement du confluent des rivières Adige et Isarco (Italie). (Studi ed esperienze su modello e lavori per lo spostamento della confluenza dei fiumi Adige e Isarco). RODICHERO (P.), ZANOVELLO (A.), BENINI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov. 1955), n° 11, p. 655-671, 11 fig., 3 fig. h.-t. — Compte rendu des travaux de recherches et essais sur modèles à l'Institut d'Hydraulique de l'Université de Padoue. — E. 40100. CDU 627.16 : 532.

Deb je Terrassements.

77-95. Quelques observations sur la stabilité des remblais et des talus. (Einige Bemerkungen über die Standsicherheit von Dämmen und Böschungen). BRETH (H.); *Bautechnik*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 9-12, 9 fig., 10 réf. bibl. — E. 40111. CDU 624.135 : 624.131.

Deb ji Fondations.

78-95. Mesure précise des tassements (Accurate measurement of settlements). KJELLMAN (W.), KALLSTENIUS (T.), LILJEDÄHL (Y.); *R. Swedish Geotech. Inst.*, Suède (1955), Proc. n° 10, 33 p., 15 fig., 9 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées entre 1944 et 1954 par l'Institut Royal suédois de Géotechnique pour perfectionner la technique et les procédés de mesure des tassements de bâtiments, remblais, ouvrages divers reposant sur des couches de sol compressible. — E. 40366. CDU 624.131.542 : 531.7.

79-95. Emploi de deux mille pieux de fondation (pour la construction d'une plate-forme de chargement dans le port de San Francisco). — (2000 pretensioned piles). *West. Constr.*, U.S.A. (déc. 1955), vol. 30, n° 12, p. 29-31, 7 fig. — Ces pieux de grande longueur sont de deux types. Les murs sont à section pleine, mais constitués d'un pieux en bois foncé d'abord et manchonné sur une partie supérieure en béton précontraint. Les autres sont tubulaires et monolithiques en béton précontraint. La réalisation des éléments en béton précontraint et la mise en tension des armatures sont effectuées sur un chantier situé à 80 km du quai en construction. — E. 39677. CDU 624.155 : 627.33.

Deb le Mortier.

80-95. Bases théoriques de la pénétration du mortier injecté sous pression (Theoretical basis

of pressure grout penetration). CLARK (B. E.); J. A. C. I., U. S. A. (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 245-224, 7 fig., 9 réf. bibl. — Caractéristiques exigées du mortier. Utilisation d'essais de laboratoire pour déterminer les divers domaines d'emploi du mortier. — E. 38799.

CDU 691.53 : 693.546.3.

Deb li

Bétons.

81-95. Dommages dus au gel du béton frais (Damage due to freezing of fresh concrete). BERNHARDT (C. J.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 573-580, 9 fig. — Compte rendu d'essais effectués au Laboratoire de Recherches sur les Bétons à l'Institut norvégien de Technologie. — E. 40353.

CDU 620.193 : 693.546 : 69.03 « 324 ».

82-95. Effet de l'acide carbonique sur le béton frais (Effect of carbon dioxide on fresh concrete). KAUER (J. A.), FREEMAN (R. L.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1955), vol. 27, n° 4, p. 447-454, 8 fig., 4 réf. bibl. — Compte rendu d'essais ayant porté sur des spécimens de béton frais soumis à l'action de l'acide carbonique. — E. 40267.

CDU 666.97 : 54.

83-95. Effet des agrégats sur le retrait du béton et présentation d'une hypothèse sur le retrait (Effect of aggregate on shrinkage of concrete and a hypothesis concerning shrinkage). PICKETT (G.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 581-590, 5 fig., 8 réf. bibl. — Exposé d'une formule théorique dont la validité a été reconnue par les essais. — E. 40353.

CDU 666.972.015.46.

84-95. Ecoulement plastique (fluage) de poutres continues en béton armé (Plastic flow (creep) of reinforced concrete continuous beams). WASHA (G. W.), FLUCK (P. G.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 549-564, 17 fig. — Présentation de recherches et de résultats d'essais de chargement de dix-huit poutres sur deux travées reposant sur trois appuis. — E. 40353.

CDU 620.1 : 539.5 : 693.55.

85-95. Corrélation entre les pertes à l'essai d'abrasion et la résistance à la compression du béton (Rattler losses correlated with compressive strength of concrete). JUMPER (E. A.), HERBERT (J. D.), BEARDSLEK (C. W.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 563-572, 11 fig. — Compte rendu d'essais effectués pour déterminer le rapport entre la résistance du béton et la résistance à l'abrasion des gros agrégats. — E. 40353.

CDU 620.17 : 666.972 : 691.322.

86-95. Progrès de la technique du mortier et du béton ces dix dernières années (Fortschritte der Mörtel- und Betontechnik im letzten Jahrzehnt). DRÖGSLER (O.); *Cesterr. Bauz.*, Autr. (jan. 1956), n° 1, p. 1-7, 14 fig., 12 réf. bibl. — Revêtements de protection du béton. Le béton projeté. Le béton résistant à la gelée. — E. 40399.

CDU 666.97 : 699.83.

87-95. Production et contrôle du béton sur les chantiers de construction des barrages (d'Inniscarra et de Carrigadrohid) sur la rivière Lee (Irlande) (Concrete production and control on the Lee hydro-electric power scheme). O'DONOVAN (J.); *Bull. Instn civ. Engrs Ireland*, Irlande (fév. 1956), Trans. vol. 82, n° 3, p. 83-111, 20 fig., 4 réf. bibl. — E. 40363.

CDU 693.542 : 627.8 : 69.058.

88-95. Travaux de bétonnage sous l'eau pour la construction du barrage alimentant la centrale hydroélectrique de Svarthalsforsen, Suède (Undervattensgjutning vid Svarthalsforsen). ALM (G.); *Betong*, Suède (1955), n° 4, p. 283-299, 14 fig., 1 réf. bibl. (résumé anglais). — E. 40341.

CDU 693.546 : 626.02 : 627.8.

89-95. L'emploi de béton projeté comme matériau de construction. Aperçu d'ensemble pour la période 1930-1955 (The use of gunite as a structural material. A survey of developments, 1930-1955). WHITLEY MORAN (T.); *Struct. Engr.*, G.-B. (fév. 1956), vol. 34, n° 2, p. 37-55, 18 fig., 16 réf. bibl. — Evolution de l'emploi du béton projeté au cours des vingt-cinq dernières années dans les différents domaines de la construction et de la restauration de bâtiments et d'ouvrages. — E. 40288.

CDU 693.546.3.

90-95. L'isolation facilite les travaux de bétonnage par temps froid (Insulation facilitates winter concreting). WALLACE (G. B.); *U. S. Dept Inter., Bur. Reclam.*, U.S.A. (oct. 1955), Engng Monographs n° 22, iv + 42 p., 45 fig., 3 réf. bibl. — La brochure expose les avantages de l'emploi de matériaux isolants appropriés. Protection du béton dans les coffrages, prévention du gel dans le sol de fondation, entreposage et manutention des matériaux de construction. Etude descriptive des isolants : paillasons en verre filé, en laine de roche, panneaux isolants. Efficacité des matériaux isolants. Protection du béton grâce aux isolants pendant le traitement après prise. — E. 39976.

CDU 69.03 « 324 » : 693.547.

91-95. Projet de recommandations pour les travaux de bétonnage par temps froid (Proposed recommended practice for winter concreting). TUTTILL (L. H.), BURGESS (W. L.), COOK (H. K.), MUNGER (E. L.), ROBINSON (D. O.), SCHNARR (W.), SPENCER (R. W.), WUERPEL (Ch. E.); J.A.C.I., U.S.A. (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 113-130, 9 fig., 11 réf. bibl. — Intérêt de l'emploi de béton à entraînement d'air et de l'addition de chlorure de calcium. Discussion sur l'emploi d'accélérateurs de prise de produits anti-gel, chauffage des matériaux. — E. 38799.

CDU 666.972.16 : 69.03 « 324 ».

92-95. Propriétés et actions des produits d'addition entraîneurs d'air (Eigenschaften und Wirkung luftporenbildender Zusatzmittel bei der Verwendung zu Beton). WALZ (K.), HARTMANN (E.); Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1956), Deutscher Ausschuss f. Stahlbeton, n° 123, 43 p., 8 fig. — Revue commentée de la bibliographie internationale des années 1944 à 1954 consacrée au béton aéré (plus de 200 publications). — E. 40654.

93-95. Dosage de bétons lourds avec agrégats à gros grains constitués de déchets d'acier et agrégats fins constitués de minerai de limonite et de magnétite (Proportioning of mixes for steel coarse aggregate and limonite and magnetite matrix heavy concretes). NARVER (D. L. jr.); J.A.C.I., U.S.A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 537-548, 9 fig. — Critères pour le dosage du béton. Obtention de béton offrant une résistance à la compression de 2,10 kg/mm². — E. 40353.

CDU 666.972.5 : 691.322 : 691.7.

94-95. Béton d'agrégats légers. Blocs de béton de gravillons, de mâchefer, d'agrégats légers. — *Cah. C.S.T.B.*, Fr. (oct.-nov.-déc. 1955), n° 24-25, Cah. 218, 22 p., 25 fig. — Document technique concernant la pouzzolane et les conditions d'exécution et d'emploi des bétons légers de pouzzolane. Document technique concernant le laitier expansé et les conditions d'exécution et d'emploi des bétons légers de laitier expansé. Spécifications techniques concernant les blocs manufacturés pour murs et cloisons en béton de sable et gravillon, les blocs manufacturés pour murs et cloisons en béton léger de pouzzolane ou de laitier expansé et les blocs manufacturés pour murs et cloisons en béton de mâchefer. — E. 40265.

CDU 666.973 : 691.3.

95-95. Bloc massifs en béton cellulaire (Blocos maciços de argamassa celular). *Lab. nacion. Engria civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (1953), E. 17, Sér. B — Sec. 5, 7 p.,

1 fig., 6 réf. bibl. — Blocs en béton cellulaire destinés à la construction de murs et cloisons non chargés. Caractéristiques de dimensions et de poids spécifique et tolérances correspondantes, techniques de essais. — E. 39073.

CDU 691.327 : 666.973.6.

96-95. Influence de l'occlusion d'air sur la résistance et la durabilité du béton (Vplyv prevzduzenia na odolnost a trvanlivost betonu). JAMBOR (J.), ZIGRAI (J.), MIKUSKA (J.); *Inz. Stavby*, Tchecosl. (jan. 1956), vol. 4, n° 1, p. 2-7, 13 fig., (résumés russe, allemand). — Raisons de l'emploi du béton aéré. Expériences faites avec le produit d'addition « VUSAL ». — E. 40335.

CDU 666.973.6 : 620.16.

97-95. Agenda du béton 1956 (Beton-Kalender 1956). Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, All. (1956), 2 vol., I, viii + 832 p. + xxiv p., nombr. fig. — II, viii + 426 p. + 48 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 1835 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40657, 40658.

CDU 624 : 624.012.4(02).

98-95. Cours pratique de maçonnerie. Plans et réalisations des constructions (Simplified masonry. Planning and building). DALZELL (U. R.); Edit.: McGraw-Hill Publish. Co Ltd., G.-B. (1955), 1 vol., xvii + 362 p., nombr. fig. — 6 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 1828 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40598.

CDU 691.5 : 693.5 : 699.8 (03).

Deb ne

Béton armé.

99-95. Le béton armé en Indonésie (Gepapend Beton in Indonesië). INGENGEEREN (A. C.); *Ingenieur*, Pays-Nas (13 jan. 1956), n° 2, p. Bt.1-Bt.8, 11 fig., (résumé anglais). — Applications au cours des 45 dernières années. Exemples de réalisations : fondations spéciales, éléments préfabriqués, ponts, ouvrages portuaires et hydrauliques. — E. 40002.

CDU 693.55 (91).

100-95. Etude et vérification de barres courbes armant le béton (Proyecto y verificación de barras curvas en hormigón armado). RICALDONI (J.); *Fac. Ingria*, Uruguay (juil. 1955) *Publ. Inst. Estat.* n° 12, 28 p., 17 fig., 9 fig. h.-t., 5 réf. bibl. — Etablissement des formules de calcul et vérification sur des exemples représentant tous les cas susceptibles de se présenter dans la pratique. — E. 40085.

CDU 693.554 : 624.072.4.

101-95. Dépense d'énergie et rendements du pliage des aciers d'armature en fonction des dimensions, des formes et de la qualité des aciers (Der Kraft- und Arbeitsaufwand sowie die Leistungen beim Biegen von Bewehrungsstähen in Abhängigkeit von den Abmessungen, den Formen und der Güte der Stähle). GARNOTZ (G.); Edit.: Westdeutscher Verlag, All. (1955), 1 broch., Forschungsberichte des Wirtschaft- und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, n° 99, 122 p., 74 fig., 16 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1846 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40838.

CDU 693.554 : 621.7.

102-95. Liaisons par recouvrement dans les poutres en béton armé (Lapped splices in reinforced concrete beams). CHINN (J.), FERGUSON (P. M.), NELS THOMPSON (J.); J.A.C.I., U.S.A. (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 201-213, 11 fig. — Compte rendu d'essais ayant pour objet de déterminer l'influence de divers facteurs tels que largeur de la poutre, épaisseur de la couche recouvrant l'armature, longueur des liaisons, dimensions des barres, nombre de liaisons dans une poutre. — E. 38799.

CDU 620.1 : 693.554.

103-95. Construction rapide d'immeubles d'habitation de grande hauteur en béton banché. La plus haute maison d'habitation d'Autriche réalisée en béton de ponce de laitier (Wohnhochhäuser aus einem Guss. Höchstes Wohn-

haus Oesterreichs in Schüttbauweise mit Hüttenbims). BITTNER (F.); *Bautechnik*, All. (déc. 1955), n° 12, p. 406-409, 6 fig., 3 réf. bibl. — Description d'un immeuble de quatorze étages construit à Graz. — E. 39584.

CDU 693.5 : 721.011.27.

Deb ni Béton précontraint.

104-95. La résistance au feu du béton précontraint (The fire resistance of prestressed concrete). B. R. S. Dig., G.-B. (jan. 1956), n° 84, p. 1-2. — E. 40309.

CDU 620.193 : 699.81 : 693.56.

105-95. Le frettage du siphon des Granges (aménagement hydroélectrique de Bort). MARY (M.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1955), 15^e vol., p. 117-133, 17 fig. — Description du procédé de frettage employé pour la construction d'une conduite en béton précontraint de 4 m de diamètre intérieur et devant supporter en service une pression d'eau de 13 kg/cm². — E. 39928.

CDU 693.564 : 621.643.2.

Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE

Dec j Travail du bois.

Charpente. Menuiserie.

106-95. Les problèmes de l'utilisation du bois dans les constructions préfabriquées (Problems of utilizing wood in prefabricated buildings). WORTH (W. J.); *Forest Prod. J.*, U.S.A. (déc. 1955), vol. 5, n° 6, p. 25A-28A, 4 fig. — Etablissement d'une classification des bois de charpentes par leurs qualités de résistance. Machines à travailler le bois. Les déchets du bois. Les colles. — E. 40381.

CDU 674.1 : 69.002.2.

107-95. Durabilité des assemblages de bois croisés et collés (Sahatavaroista liimatus kulumaliitoksen kestävyys). SORSA (B.); *Valtion Tek. Tutkimuslaitos*, Finl. (1955), Tiedoitus 139, 30 p., 14 fig., 9 réf. bibl., (résumé anglais). — Essais de longue durée d'assemblages collés. Influence de la nature des colles et de l'angle des pièces assemblées. — E. 40219.

CDU 694.1 : 674.028.9 : 620.19.

108-95. Cloisons et châssis de fenêtres en bois (Houten wand en houten raam). HEIDEMA (E. J.); *Bouw*, Pays-Bas (14 jan. 1956), n° 2, p. 22-27, 8 fig. — Quatre projets mis au concours par l'Institut néerlandais du Bois, à l'occasion des Journées du Bois en 1954. — E. 40001.

CDU 674.21.

Dec l Travail des métaux.

Charpente. Soudure. Menuiserie.

109-95. Construction métallique. I. — MONDIN (Ch.); Edit. : Dunod, Fr. (1956), Aide-mémoire Dunod, 1 vol., xvi + 231 + lxiv p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 1811 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40942.

CDU 624.014 (02).

110-95. Soudage sur place du revêtement en acier inoxydable d'un immeuble à usage de bureaux de New York (« Skyhigh » welding on stainless-steel N. Y. office building) *Welding Engr.*, U.S.A. (jan. 1956), vol. 41, n° 1, p. 38, 40, 7 fig. — L'immeuble de 45 étages de la « Soony Mobil » doit recevoir un revêtement en acier inoxydable. Brèves indications sur la préparation des panneaux d'acier et leur soudage au chalumeau oxyacétylénique. — E. 40252.

CDU 621.791 : 729.6 : 728.2.011.27.

111-95. Le soudage à l'arc de l'aluminium (The arc welding of aluminium). Edit. : Allumin. Developm. Assoc., G.-B. (déc. 1955),

1 broch., bull. Inform. n° 19, 92 p., 57 fig. — Voir analyse détaillée B. 1830 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40234.

CDU 621.711 : 691.771 (03).

112-95. Tensions résiduelles dans un soudage (Residual welding stresses). GUNNETT (R.); Edit. : Almqvist and Wiksell, Suède (1955) 1 vol., 135 p., 102 fig., 42 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1849 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40593.

CDU 624.043 : 624.078.3.

113-95. Essais non destructifs des soudures dans les constructions en acier (Non-destructive testing of welds in structural steel). WEEKES (D. F.), MULLINS (B. F. K.); The Texas Highway Department, Austin 14, Texas, U.S.A. — (10 sep 1954), Texas Engng Experim. Stn. TEES Proj. n° 236 (THD Proj. n° RP-5), 1 vol. (21,5 × 27,5 cm), iii + 95 p. — Compte rendu de recherches effectuées par la Texas Engineering Experiment Station pour le compte du Service des Routes du Texas. — Etude des problèmes spéciaux relatifs aux ponts-routes; description des procédés et des appareillages actuellement utilisés. Nécessité de disposer d'appareils conçus spécialement à cet effet. Recommandations en vue des améliorations à apporter à l'avenir aux essais non destructifs de soudures. — Importante bibliographie sélectionnée. — E. 40315.

CDU 69.058 : 624.076.3 (06).

114-95. Profils formés à froid. — Acier, Fr. (1955), 36 p., 100 fig. — Aperçu sur la fabrication et les caractéristiques des produits plats (tôle et feuillard) utilisés pour le profilage à froid. Exposé sur les différents procédés de fabrication : profilage au banc, ou par pliage, ou à la machine à galets. Avantages techniques et économiques des profils à froid, exemples illustrés d'utilisation de profils à froid, notamment dans le bâtiment. — E. 40173.

CDU 621.77.

115-95. Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques. — C.S.T.B., I.T.B.T.P., Fr., édit. : Documentat. tech. Bâtim., Trav. publ., Fr. (jan. 1956), Règles C.M. 1956, 1 vol., xvi + 94 p., 38 fig. — Voir analyse détaillée B. 1810 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40747.

CDU 624.04 : 624.014.2 : 35.

116-95. Utilisation de l'acier dans la construction rurale. GOVIN (L.); *Acier*, Fr. (1955), numéro spécial : Acier-Agriculture, p. 6-10, 1 fig. — Dix-septième Congrès International des Centres d'Information de l'Acier, Düsseldorf, 3-8 octobre 1955. — L'acier dans la construction des bâtiments agricoles, des hangars, des silos. L'adduction d'eau. Les clôtures et grillages. — E. 40172.

CDU 624.014 : 631.2.

117-95. La charpente métallique de l'entrepôt 102 aux docks de Southampton (Steelwork in transit shed 102 Southampton docks). BOWEN (F. M.), RANGER (B. E. S.); *Struct. Engr.*, G.-B. (jan. 1956), vol. 34, n° 1, p. 13-29, 18 fig., 2 réf. bibl. — Calculs, description de la charpente, confection des éléments en usine, montage sur le chantier, soudage, essais de charge. — E. 39787.

CDU 69.024.8 : 624.014 : 725.35.

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded j Couverture.

118-95. Défauts et carences dans l'exécution des travaux de couverture (Fejl og mangler ved tagdaekninger). KLAUSEN (E. F.); *Stat. Byggeforskningsinst.* (10 tek. samtal « byggeriets patologi »), Danm. (1955), Stud. n° 22, iii + 38 p., 19 fig. h.-t. — Qualités demandées à une toiture. Caractéristiques des matériaux employés : tuile, zinc, plaques Eternit, carton bitumé. Défauts éventuels de chacun d'eux. Erreurs de disposition

et d'exécution des éléments de couverture. Erreurs d'inclinaison du toit. Condensations et infiltrations sous les différents matériaux. Fissures. Discussion de ces problèmes au cours d'une conférence de quarante ingénieurs du bâtiment à Copenhague. — E. 39914.

CDU 69.024.15.

119-95. Eléments en tôle mince de grande longueur pour couvertures et bardages. — OTUA, Fr. (jan. 1956), 1 broch., 16 p., 33 fig. — Etude d'éléments de grande longueur réalisés à l'aide de tôles ondulées galvanisées, de tôles plissées galvanisées ou non, de tôles nervurées, de tôles de profil spécial, de tôles planes en bande. Tuiles en tôle nervurée. Couverture anti-sion en tôle d'acier. — E. 40298.

CDU 69.024.156.

Ded l Étanchéité des constructions.

120-95. L'étanchéité dans le bâtiment. POIRSON (A.); *Cah. C.S.T.B.*, Fr. (oct.-nov.-déc. 1955), n° 24-25, Cah. 216, p. 1-6, 6 fig., 15 réf. bibl. — Action de l'eau sur les bâtiments, caractéristiques des matériaux d'étanchéité, procédés d'étanchéité et d'imperméabilisation, toitures-terrasses, toitures en pente, réservoirs. Étanchéité des joints. — E. 40265.

CDU 699.8.

Def PRÉFABRICATION

121-95. Recherches économiques concernant le lieu le plus favorable pour la production d'éléments préfabriqués en béton armé (Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen über die günstigste Produktionsstätte von Stahlbetonfertigteilen). KÖNIG (R.), LEWICKI (E.); Edit. : VEB Verlag Technik, All. (1953), Wissenschaftliche Berichte, Folge II, Bauwesen, n° 8, 1 broch., 36 p., 14 fig. — Voir analyse détaillée B. 1841 au chapitre II « Bibliographie ». — 39610.

CDU 69.002 : 69.057 : 693.55 (03).

122-95. Exemple de préfabrication totale d'une cité. La ville verte de Canteleu BARETS (J.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (mars-avr. 1956), n° 99-100 (Architecture et Urbanisme), 10 p. — Conditions qui ont déterminé le « plan masse » et le parti constructif; description des procédés de préfabrication qui ont été utilisés sur le chantier de Canteleu. L'ensemble de ces procédés comporte : la préfabrication de panneaux de façade porteurs d'un poids de deux à quatre tonnes; une ossature intérieure réalisée sous forme de portique d'un poids de deux à trois tonnes; des planchers constitués par une dalle en béton armé de 4 à 5 cm d'épaisseur reposant sur deux nervures latérales armées selon le cas d'un acier doux ou demi-dur (crénelé ou TOR), le poids de ces panneaux de plancher est d'environ une tonne; les volées d'escaliers. — La préfabrication totale est toujours possible sur le chantier à condition toutefois que le processus de fabrication soit l'aboutissement d'un ensemble de recherches et de mises au point successives sanctionné par l'expérience pratique du chantier. — E. 40738.

CDU 69.002.2 : 693 : 55.

Dib PLOMBERIE SANITAIRE

123-95. Les liants et mortiers, leur utilisation en travaux de plomberie et couverture. DELEBECQUE; *Rev. Couv. Plomberie*, Fr. (jan. 1956), n° 1, p. 13-19, 14 fig. — E. 40132.

CDU 691.5 : 696.123.

124-95. Protection des réseaux contre les coups de béliers — Chaud-Froid, Fr. (jan. 1956), n° 109, p. 69, 71, 73, 75, 77, 79. — E. 40180.

CDU 621.646.

Dic CLIMATISATION

125-95. L'affinité électrochimique. Etudes de thermodynamique et de cinétique électrochimiques (Electrochemical affinity. Studies in electrochemical thermodynamics and kinetics). VAN RYSELBERGHE (P.); Edit.: Hermann et Cie, Fr. (1955), Actual. sci. industr. n° 1237, 109 p., 9 fig., 32 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1818 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40229. CDU 536 : 537 : 54.

126-95. Confort physiologique et chauffage central. I II (fin). AMMON (M.); Tech. Inform. Chauff. Plomb., Fr. (nov. 1955), n° 38, p. 25, 27, 29, 4 fig.; (déc. 1955), n° 39, p. 23-25, 3 fig. — E. 39426, 39996. CDU 628.8 : 697.3.

127-95. Problèmes thermiques en étanchéité et dans la construction. VARLAN (G.); Monit. Trav. publ. Bâtim., Fr. (28 jan. 1956), n° 4, p. 37, 39, 5 fig., 3 réf. bibl. — Résumé des travaux antérieurs, accompagné de nouveaux abaques. — E. 40242. CDU 697.133 : 699.82.

128-95. Isolement des murs du nouveau building Ford. (It has highly insulated walls). Engng News-Rec., U.S.A. (12 jan. 1956), vol. 156, n° 2, p. 40-41, 5 fig. — Bâtiment à ossature métallique; murs à double paroi: panneaux extérieurs émaillés, panneaux intérieurs en tôle galvanisée, garnissage isolant en aluminium « nid d'abeilles » et verre cellulaire. — E. 40274. CDU 699.86 : 725.2.

129-95. Les diamètres intérieurs des conduits de fumée dans les maisons d'habitation. Revue de la littérature et des règlements sur le problème des sections de conduits de fumée et de la technique du chauffage. I. II. III (fin) (Die Lichtweiten von Hausschornsteinen. Übersicht über Schrifttum und Verordnungen zur Frage der Querschnitte und ihrer heiztechnischen Belastung). BELZ (H.); Wärmetechnik, All. (nov. 1955), n° 11, p. 283-289, 5 fig., 11 réf. bibl.; (jan. 1956), n° 1, p. 7-11, 5 fig., 4 réf. bibl.; (fév. 1956), n° 2, p. 35-40, 45-46, 8 fig. — Texte d'une étude entreprise sur les instructions du Ministère allemand du Logement. — E. 40124, 40452, 40963. CDU 697.81 : 35(43).

130-95. La formation et l'élimination des suies. THIN (D.); Bull. Co. S.T.I.C., Fr. (jan. 1956), Industr. thermiques, n° 1, p. 7-24, 30 fig. — E. 40182. CDU 697.88.

131-95. Gain de chaleur réalisé au moyen de lanterneaux en verre (Heat gain through glass skylight fenestrations). VILD (D. J.), PARMELEE (G. V.); Heat. Pip. Air Condition., U.S.A. (jan. 1956), vol. 28, n° 1, p. 201-208, 21 fig., 5 réf. bibl. — Compte rendu d'essais de laboratoire effectués aux U.S.A. avec différents types de lanterneaux. — E. 40287. CDU 536.6 : 69.024.92 : 698.3.

132-95. Les tables du technicien en chauffage. HERZMANN (E.), KUNZ (G.); Chaud-Froid, Fr., numéro spécial, 48 p., 1 fig. — Voir analyse détaillée B. 1816 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41093. CDU 697.35 : 518 (03).

Dic I Chauffage

133-95. Annuaire de l'industrie du chauffage et de la ventilation (Year book of the heating and ventilating industry). Edit.: Technitrad J., Ltd., G.-B. xxxiv + 379 + xli p. — Voir analyse détaillée B. 1831 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40317. CDU 697 : 35 : 058.2 (420).

134-95. Brûleurs à mazout pour installations de chauffage. VII. VIII. IX (Ölbrenner für Heizungsanlagen). BÖHME (F. J.); Sanit. tech., All. (1955), n° 12, p. 454-456, 9 fig.; (1956), n° 1, p. 20-24, 8 fig.; (1956), n° 3, p. 115-118, 12 fig. (I à VI : parues dans notre Documentation Technique 90 de décembre 1955, n° 93). — E. 39559, 40055, 41103. CDU 697.322 : 662.75.

135-95. Réflexions sur la notion de surface de chauffe. I. II-fin. GRAVE (A. DE); Monit. Install. Chauff. central, Belg. (nov. 1955), n° 11, p. 7-8, 11-12, 15-16, 19; (déc. 1955), n° 12, p. 7-8, 11-12, 15-16, 19-20, 23. — E. 38810, 39327. CDU 697.35 : 536.3.

136-95. Chauffage par panneaux radiants dans une école de l'Illinois (Illinois school gets major panel heating installation). REDDING (J. F.); Heat. Pip. Air condition, U.S.A. (déc. 1955), vol. 27, n° 12, p. 96-98, 8 fig. — Description du système de chauffage par le sol d'un bâtiment scolaire à Staunton, U.S.A. Tubes de cuivre enrobés dans le béton, l'eau chaude étant utilisée comme fluide chauffant. — E. 39698. CDU 697.353 : 727.1.

137-95. Méthode de calcul du rendement thermique de panneaux de plafond utilisant l'eau chaude comme fluide chauffant (Thermal design of warm water ceiling panels). Heat. Pip. Air condition., U.S.A. (déc. 1955), vol. 27, n° 12, p. 123-127, 15 fig., 8 réf. bibl. — E. 39698. CDU 697.353 : 697.133.

138-95. Le chauffage dans l'industrie (Heating in industry). WILLIAMS (G. A.); The Assoc. Engng Shipbuilding Draughtsmen, G.-B. (oct. 1955), Session 1954-1955, 1 broch., 101 p., 47 fig. — Voir analyse détaillée B. 1833 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 39911. CDU 697.3 : 725.4 (02).

139-95. Caractéristiques des jets d'air chaud projetés vers le bas par un émetteur de chaleur (Characteristics of downward jets from a vertical discharge unit heater). YEN (S. M.), HELANDER (L.), KNEE (L. B.); Heat. Pip. Air condition. U.S.A. (nov. 1955), vol. 27, n° 11, p. 149-155, 19 fig., 4 réf. bibl. — Compte rendu d'essais et exposé des résultats enregistrés : vitesses et températures le long de l'axe vertical du jet, vitesses et températures dans la zone du flux de chaleur, températures dans l'espace entourant le jet. — E. 39252. CDU 697.38 : 532.5 : 536.5.

140-95. Le chauffage urbain à Paris. — Cie Parisienne de Chauffage urbain, Fr. (1954), 1 vol., 30 p., 46 fig. — Voir analyse détaillée B. 1819 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41125. CDU 697.34.

Dic n Ventilation. Séchage.

141-95. La ventilation dans l'industrie (Ventilating in industry). WILLIAMS (G. A.); The Assoc. Engng Shipbuilding Draughtsmen, G.-B. (nov. 1955), Session 1954-1955, 1 broch., 36 p., 19 fig. — Voir analyse détaillée B. 1834 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 39910. CDU 697.9 : 725.4 (02).

142-95. Epuration et filtrage de l'air. LECLERC (G.); Chauff. Ventil. Conditionn., Fr. (nov. 1955), n° 9, p. 13-14, 17-20, 23, 2 fig. — Étude des procédés d'épuration chimique de l'atmosphère dans les régions industrielles. Influence de la température et de la pression. — E. 39484. CDU 697.98.

143-95. Application de l'épuration de l'air. Différentes applications de l'épuration chimique de l'air. — Chauff. Ventil. Conditionn., Fr. (nov. 1955), n° 9, p. 24-26, 29-33, 5 fig. — Purification de l'air extérieur pollué avant insufflation dans un local, purification de l'air pollué extrait d'un local, purification de l'air recyclé, épuration d'air ou de gaz, résultant d'un processus de fabrication. Surveillance de la pureté de l'air dans les chambres de stockage réfrigérées. — E. 39484. CDU 697.98.

144-95. Contribution à l'étude expérimentale et théorique des aspirateurs statiques, II. III. (fin). MELLER (A. G.); Chauff. Ventil. Conditionn., Fr. (oct. 1955), n° 8, p. 13-14, 17-20, 23-25, 14 fig., 8 réf. bibl.; (nov. 1955), n° 9, p. 34-36, 39-42, 45-48, 51-52, 27 fig.; (mars

1956), n° 3, p. 23-24, 27-28, 30, 32-34, 37-40, 43-46, 49-51, 16 fig., 17 réf. bibl. — E. 38886, 39484, 41460. CDU 697.843.

Dic PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dic j Protection contre le bruit et les vibrations.

145-95. Origine et amortissement du bruit dans les conduites d'eau (Noise production and damping in water piping). ROGERS (W. L.); Heat. Pip. Air condition., U.S.A. (jan. 1956), vol. 28, n° 1, p. 181-187, 14 fig., 3 réf. bibl. — Compte rendu d'études et d'essais effectués aux Etats-Unis. — E. 40287. CDU 534.6 : 628.15.

Dic l Protection contre l'incendie.

146-95. Rapport d'enquête sur les incendies pour l'année 1953 (Fire Research 1953). Dept. sci. industr. Res. and Fire Offices' Committee, G.-B. (1954), 1 broch. vi + 44 p., 15 fig., 8 pl. h.-t. — H. M. S. O. Statistique des incendies en Grande-Bretagne au cours de l'année 1953. — Origine, développement et extinction des incendies, comportement des matériaux et éléments de construction au cours des incendies. Essais de résistance au feu, comportement du béton précontraint, effet de la température sur l'adhérence entre le béton et l'acier, résistance à l'écrasement du béton aux températures élevées, prédiction de la résistance au feu, risques d'incendie causés par les panneaux isolants. Equipement et technique de la lutte contre l'incendie. — Bibliographie. — E. 39826. CDU 699.81 : 614.8.

147-95. Comportement au feu de planchers massifs (Verhalten von Massivdecken im Feuer). KRISTEN (Th.), BLUNK (G.); Bauwirtschaft, All. (4 fév. 1956), n° 5, p. 121-123, 5 fig., 6 réf. bibl. — Rapport de l'Institut pour l'Étude des Matériaux de Construction et les Essais de Matériaux à l'Ecole technique supérieure de Brunswick (All.). — E. 40400. CDU 699.81 : 69.025.22.

148-95. Sécurité contre l'incendie dans le bâtiment. Largeurs minima des espaces coupe-feu dans les grandes agglomérations du point de vue des risques de propagation par radiation. FACKLER (J. P.); Cah. C. S. T. B., Fr. (oct.-nov.-déc. 1955), n°s 24-25, Cah. 217, 20 p., 27 fig. — E. 40265. CDU 614.84.

Dig l CANALISATIONS

149-95. Nouvelles règles de l'Institution of Heating and Ventilating Engineers pour le dimensionnement des conduites d'eau (New I. H. V. E. Pipe sizing data for water flow). MARTIN (P. L.); J. Instn Heat Ventil. Engrs, G.-B. (fév. 1956), vol. 23, p. 401-444, 28 fig., 95 réf. bibl. — Études préliminaires, application de la théorie de la rugosité des parois, écoulement turbulent, densité et viscosité de l'eau, pertes de charge, présentation des nouvelles tables. — E. 40567. CDU 697.33 : 532.

150-95. La conduite forcée de la centrale hydroélectrique de Rosshaupten (Allemagne). La centrale de Rosshaupten dans le cadre de l'aménagement général du Leck. II. (fin). (Die Druckrohrleitung des Lech-Speicherkraftwerkes Rosshaupten. Das Kraftwerk Rosshaupten im Rahmen des allgemeinen Lechsaubaues). FÖCKLELER (Von C.); Stahlbau, All. (jan. 1956), n° 1, p. 4-10, 9 fig.; (fév. 1956), n° 2, p. 36-41, 9 fig., 6 réf. bibl. — E. 40110, 40614. CDU 627.8 : 628.14.

Dig m RÉSERVOIRS. SILOS.

151-95. Silos cylindriques pour le stockage de sucre raffiné (Cylindrical silos for storing refined sugar) *Engineer*, G.-B. (27 jan. 1956), vol. 201, n° 5218, p. 134-135, 4 fig. — Construction de deux silos en ciment armé d'environ 33 m de haut et 21 m de diamètre pouvant contenir près de 16 000 t de sucre. Emploi de coffrages glissants déplacés au moyen de vérins hydrauliques. — E. 40263.

CDU 725.36 : 693.55.

152-95. Réservoirs à hydrocarbures en béton. Boué (J.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1956), t. 11, n° 1, p. 3-11, 8 fig. — Réalisations des ingénieurs militaires américains, étanchement du béton aux hydrocarbures, essais de laboratoire et sur modèle réduits. Réalisations récentes : réservoir système Preload, réservoir système « béton-acier, Valette-Weinberg », réservoir enterré de 2 500 m³ procédé Freyssinet, réservoir de 2 700 m³ « Grands Travaux de Marseille ». — E. 40244.

CDU 621.642 : 662.75 : 693.5.

Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

153-95. Les problèmes de l'utilisation des draglines (Die Einsatzprobleme des Schürfkübelbaggers). KÜHN (G.); *Baummaschine-Bautech.*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 3-12, 17 fig., (résumés anglais, français). — Etude de l'ensemble des problèmes techniques et économiques que pose l'emploi des draglines. — E. 40302.

CDU 621.879.

154-95. Le projet Alcan. Perçement de galeries. — *Air comprimé*, Fr. (nov.-déc. 1955), n° 3, p. 12-14, 7 fig. — Comparaison des résultats de perforation obtenus avec un matériel léger et avec un matériel lourd lors des travaux de perçement de galeries pour l'aménagement hydroélectrique de Kemano en Colombie Britannique. — E. 40087.

CDU 621.879 : 624.19.

155-95. Résistance à l'avancement des flotteurs d'engins de travaux publics (Widerstand von Schwimmkörpern für Baugeräte). MARNTZ (F. von); *Baummaschine-Bautech.*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 19-24, 12 fig., (résumés anglais, français). — Facteurs de la résistance (frottement superficiel, déplacement, formation de vagues, vitesse). Influence de la section du chenal. Chalands, pontons, pièces prismatiques. Autres conditions imposées aux flotteurs d'engins de travaux publics. — E. 40302.

CDU 621.8 : 626.

156-95. Rendement et économie des bétonnières pour le bâtiment (Leistung und Wirtschaftlichkeit von Betonmischern für den Hochbau). TRIEBEL (W.); *Österr. Bauztg.*, Autr. (4 fév. 1956), Leistungssteigerung Baugewerbe, n° 5, p. 19-22; 7 fig. — Bases de calcul. Les types désignés comparés. Exemples. — E. 40382.

CDU 621.92 : 693.542.

157-95. Construction à l'aide d'une grue à tour. BROUGHTON (H. F.), PIPPAUD (N. S.). — *Structura*, Fr. (déc. 1955), n° 3, p. 136-147, 13 fig., (en français, anglais et allemand). — Compte rendu d'observations faites sur des chantiers de construction à Norwich et à Manchester. Etude du rendement obtenu avec utilisation d'une grue à tour. — E. 39754.

CDU 621.873 : 728.2.011.26.

158-95. Explosifs pour travail de précision (Explosives for precision work). Muck Shifter, G.-B. (jan. 1956), vol. 14, n° 1, p. 20-21, 1 fig. — Bref compte rendu d'essais effectués aux Laboratoires Poulter du Stanford Research Institute en Californie. — E. 39922.

CDU 662 : 620.16.

Dof ORGANISATION
DES CHANTIERS

159-95. Documents relatifs à la prévention des accidents sur les chantiers de construction. — *Caisse nationale suisse d'Assurances en cas d'Accidents*. Boîte postale n° 2, Lucerne, Suisse, 10 fascicules + 4 feuillets, 8 pl. h. t. — Formulaire 1481, 7 p. : La sécurité sur les toits. — Form. 1423, 8 p. : Ordonnance relative aux mesures de protection et de lutte contre la silicose (du 3 sep. 1948). — Form. 1257, 8 p. : Ordonnance concernant la prévention des accidents dans les travaux en caisson (du 3 avr. 1933). — Form. 1272, 12 p. : Ordonnance concernant l'installation et l'exploitation des récepteurs sous pression (du 19 mars 1938). — Form. 1349, 8 p., 6 fig. h. t. : Ordonnance concernant la prévention des accidents dans les travaux du bâtiment (du 2 avr. 1940). — Form. 1320, 7 p., 1 pl. h. t. : Ordonnance concernant la prévention des accidents dans les travaux de fouilles en tranchées pour la pose de câbles, de canalisations d'eau ou de gaz, pour des drainages ou pour des fondations (du 20 juin 1947). — Form. 1350, 8 p. : Ordonnance concernant les moyens de prévenir les accidents dans les travaux à ciel ouvert d'extraction et de préparation de roches, de minéraux, de gravier, de sable, d'argile, de tourbe et de matériaux analogues (du 6 mai 1952). — Form.

1420 : 12 p. : Ordonnance concernant les mesures destinées à prévenir des accidents dans l'emploi de grues et d'engins de levage (du 22 juin 1951). — Form. 1425 : 2 p. : Ordonnance I du Département fédéral de l'Economie publique concernant les mesures techniques de protection et de lutte contre la silicose (Mesures à prendre dans la construction de tunnels, de galeries et dans les mines, ainsi que dans les travaux en puits et entonnoirs, travaux d'excavation pour les barrages et ouvrages annexes (du 8 sep. 1948). — Form. 1434, 5 p., 1 fig. h. t. : Ordonnance concernant les mesures à prendre pour prévenir les accidents dans les travaux du bâtiment en cas d'emploi d'échafaudages suspendus à plateforme mobile pour travaux de crépissage, peinture (du 27 mai 1949). — Form. 1471, 20 p., 3 fig. : Ordonnance concernant la prévention des accidents dans les travaux exécutés à l'aide d'explosifs (du 24 déc. 1954). — Form. 1455, 2 p. : Règles à observer pour prévenir les accidents dans les travaux de fouilles en tranchées exécutés au moyen d'engins mécaniques tels que pelles mécaniques, draglines, dragues à godets, ou engins similaires (juil. 1955). — Form. 1448, 2 p. : Règles à observer pour prévenir les accidents lors de l'utilisation d'appareils actionnés par une charge explosive (pistolets de scellement, fixateurs de clous et boulons) (déc. 1954). — Form. 1418, 1 p. : Appui de sécurité pour élévateur (dessin D. 11020). — Form. 1442, 1 p. : Dispositif de sûreté contre la dérive des wagonnets (dessin n° D. 10599). — Formulaire 1334, 1 p., 3 fig. : Entonnoir de chargement pour explosifs en grains (juil. 1951). — E. 39723.

CDU 614.8 : 351.785 (494).

160-95. Règlement sur la prévention des accidents. Soudage, oxycoupage et procédés de travail similaires (Unfallverhütungsvorschrift. Schweissen, Schneiden und verwandte Arbeitsverfahren). Tiefbau, All. (20 jan. 1956), n° 2, p. 20-25. — Texte d'un Règlement du Ministère du Travail de l'Allemagne Occidentale. Moyens de protection, ventilation des locaux, exécution des travaux dangereux. — E. 40215.

CDU 614.8:621.791:35.07 (43):

161-95. Emploi de détonateurs électriques pour les travaux d'abattage à la mine lors du perçement de galeries dans le rocher (Il brillamento elettrico delle volate di mine per la perforazione delle gallerie in roccia). ZARETTI (L.); *Energ. elettr.*, Ital. (déc. 1955), vol. 32, n° 12, p. 1117-1127, 9 fig., 14 réf. bibl. — Etudes des causes d'accidents dus à l'emploi de détonateurs électriques. — E. 40464.

CDU 614.8 : 624.19.

F. — LES OUVRAGES

Fab ÉCHAFAUDAGES
ÉTAIEMENTS. BOISAGES

162-95. Un cintre mobile accélère la construction des nervures d'un pont en arc (Movable falsework speeds arch rib construction). LENDECKE (H. R.), KNIGHT (C. H.), GRIFFIN (P. G.); *J. A. C. I., U. S. A.* (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 195-200, 8 fig. — Cintre en acier utilisé pour la construction du pont en arc sur l'Arroyo Seco à Pasadena, Californie. Longueur totale de l'ouvrage : 415,75 m, trois travées en arc. Travées d'accès en poutres droites. — E. 38799.

CDU 69.057.528 624.6.

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures. Piliers. Colonnes.

163-95. Etude des pylônes en béton armé des lignes de télécommunications (A survey of concrete transmission line poles). CRISP (C. F. C.); *Constr. Rev.*, Austral. (12 déc 1955), vol. 28, n° 8, p. 20-31, 7 fig., 9 réf. bibl. — Aperçu général sur les connaissances actuelles au sujet de l'utilisation des pylônes en béton armé. Description des divers types de pylônes, creux circulaires, pleins. Etude des pylônes précontraints. — E. 40531.

CDU 624.97 : 693.55.

164-95. Sur des études de résistance de piliers en maçonnerie (Muurattujen pilareiden lujuustutkimuksesta). ANGERVO (K.); *Valtion Tek. Tutkimuslaitos*, Finl. (1955), Tie-toitus 147, 26 p., 9 fig., 5 réf. bibl., (résumé anglais). — Essais exécutés au Laboratoire de l'Institut national finlandais de recherches techniques. Discussion des résultats. — E. 40221.

CDU 69.001.5 : 624.071 : 693.1.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes.
Coupoles. Arcs. Escaliers.

165-95. Escalier auto-porteur de conception hardie (Free-standing stairway is daring).

Constr. Rev., Austral. (12 déc. 1955), vol. 28, n° 8, p. 18-19, 3 fig. — Brève description de l'escalier en béton armé hélicoïdal sans appui intermédiaire de la gare de Johannesburg (Afr. Sud). — E. 40531.

CDU 69.026.254 : 693.55.

166-95. Couvertures en voiles minces ondulées de béton (Corrugated concrete shell roofs). BILLIC (K.); *The Concrete Association of India*, 1, Queen's Road, Bombay, Inde (1955); *Bull. Centr. Build. Res. Inst.* (Counc. sci. industr. Res.) (nov. 1953), vol. 1, n° 3, 48 p., 37 fig., 5 réf. bibl. (résumés français et allemand). — Etude des voiles ondulés, mode de confection. Emploi pour la construction de maisons d'habitation, exemples de réalisations en Inde et dans divers autres pays. Procédé de construction des planchers. Evolution de la construction en voiles minces ondulés. Couvertures ondulées horizontales. Calculs et essais de chargement. — E. 39906.

CDU 624.074.4 : 693.55.

Fac n Ancrages. Chainages.

167-95. Etude de différents facteurs qui exercent une influence sur la résistance des ancrages par boulons dans le béton (Some factors which influence the strength of bolt anchors in concrete). ADAMS (R. F.); *J. A. C. I. U. S. A.* (oct. 1955), vol. 27, n° 2, p. 131-138, 7 fig. — Description d'essais et conclusions tirées. — E. 38799.

CDU 620.17 : 624.078.2 : 693.5.

Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS

Fad j Cloisons. Plafonds.

168-95. Les cloisons-placards agrandissent la maison. KOIRANSZ (P.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1955), n° 54, p. 8-17, 18 fig. — E. 39754.

CDU 69.022.5.

Fad l Menuiseries.

169-95. L'évolution des encadrements préfabriqués en béton armé pour fenêtres et portes (Entwicklung von vorgefertigten Fenster- und Türrahmen-Gewänden aus Stahlbeton). LEWICKI (E.); Edit. : VEB Verlag Technik, All. (1954), Wissenschaftliche Berichte, Folge II, Bauwesen, n° 18, 1 broch., 73 p., 119 fig., 16 fig. h. t., 8 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1840 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 39617.

CDU 674.21 : 693.55 (03).

Feb HABITATIONS

Fab l Habitations individuelles.

170-95. Un nouveau pavillon à la Foire de Hanovre (Ein neuer Messepavillon in Hannover). ENNEPER (P.); *Stahlbau*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 17-20, 10 fig. — Description du pavillon de la Société Krupp, d'Essen. Construction métallique, emploi de matières plastiques pour la couverture de la coupole du pavillon. — E. 40110.

CDU 728.3 : 624.014 : 691.17.

Feb mo Immeubles de rapport.

171-95. Construction de trois cents logements à Vincennes. Chantier de l'OCIL. — BARETS (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avr. 1956), n° 99-100 (Technique générale de la construction), 13 p., fig. — Après avoir

indiqué les différents impératifs qui ont déterminé le parti constructif des trois bâtiments qui constituent cet ensemble architectural, l'auteur précise les conditions qui ont été satisfaites pour réaliser une ossature d'une finesse exceptionnelle et montre en particulier que l'originalité des solutions adoptées à Vincennes a été principalement de considérer le revêtement extérieur comme un bouclier placé en avant des planchers et des cloisons d'isolement thermique, un vide complet existant de haut en bas de l'immeuble entre ce bouclier et le reste de la construction. — E. 40738.

CDU 69.001.6 : 728.

Fec BATIMENTS CULTURELS

172-95. La patinoire de Boulogne-Billancourt. PEISSI (P.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1955), n° 54, p. 29-33, 13 fig. — Construction composée essentiellement de six fermes en poutres caissons, en tôle d'acier soudée, de 49,5 m de portée entre appuis au sol. Couverture et parois latérales translucides en stratifiés de verre polyesters légers. — E. 39754.

CDU 725.86 : 624.014.25.

Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fed la Alimentation en eau.

173-95. Manuel des eaux pour l'utilisation industrielle (Manual on industrial water). American Society for Testing Materials. U. S. A. (1954), 2^{ème} édit., 1 vol., ASTM Spec. tech. Public. n° 148-A, viii + 420 p., fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1823 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40477.

CDU 628.1 : 66/68 : 620.193 (03).

174-95. Station de traitement des eaux de Guandu (Brésil) pour l'approvisionnement en eau du District fédéral (Estação de tratamento de aguas do Guandu para abastecimento do Distrito Federal). AZEVEDO NETTO (J. M. de); *Rev. Dept. Aguas Esgotos* (D. A. E.), Brésil (sep. 1955), n° 26, p. 33-56, 22 fig. — Etude d'un projet de station pour l'alimentation en eau du District fédéral comptant une population de 2 850 000 habitants. — E. 39818.

CDU 628.16.

175-95. Refonte et agrandissement de la station de traitement de l'eau de Santo Amaro, Sao Paulo (Reforma e ampliação da estação de tratamento de agua de Santo Amaro, Sao Paulo). CUNHA (A.); *Rev. Dept. Aguas Esgotos* (D. A. E.), Brésil (sep. 1955), n° 26, p. 15-32, 8 fig. — Refonte de la station de traitement des eaux venues du Rio Claro, en portant la quantité distribuée à 420 000 m³ par jour. Le système des filtres Reiser a été transformé. Description des modifications et des caractéristiques de traitement des eaux. — E. 39818.

CDU 628.16 : 69.059.3.

Fed m Hygiène publique.

176-95. Manuel de la construction des égouts (Taschenbuch der Stadt-Entwässerung). IMHOFF (K.); Edit. : R. Oldenbourg Verlag GmbH., All. (1956), 16^{ème} édit., 1 vol., 338 p., 103 fig. — Voir analyse détaillée B. 1843 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40319.

CDU 628.2 : 628.3.

177-95. Le traitement des eaux usées avant le rejet à l'égout. MOORREES (C.); *Tech. Eau*, Belg. (15 jan. 1956), n° 109, p. 33-40, 14 fig. — E. 40099.

CDU 628.3.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

Fib je Industrie.

178-95. Bâtiments industriels (Bauten der Industrie). HENN (W.); Edit. : Verlag Georg D. W. Callwey, All. (1955), 2 vol. : I. Etudes préliminaires et forme des bâtiments industriels (Planung, Entwurf Konstruktion), 240 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl.; — II. Revue de diverses réalisations dans les différents pays du monde (Ein internationaler Querschnitt), 300 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 1844 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40725, 40726. CDU 725.4 (03).

Fib l Dépôts de marchandises. Marchés.

179-95. Contraintes dans les grands réservoirs souterrains sous l'action des charges roulantes (Spannungen in unterirdisch gelagerten Grosstanks infolge Verkehrslasten). PÖSCHL (T.); *Bauingenieur*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 16-20, 5 fig., 5 réf. bibl. — Les contraintes restent bien inférieures aux sollicitations admissibles. — E. 40270.

CDU 624.042 : 621.642.37.

180-95. Contraintes dans les réservoirs cylindriques reposant sur des appuis de forme irrégulière (Stresses in non-uniformly supported cylindrical tanks). NASH (W. A.), HJAB (W.); *Mém. A.I.P.C.*, Suisse (1955), 15^{ème} vol., p. 153-166, 5 fig., 11 réf. bibl. (résumés français allemand). — Etude des conditions d'équilibre d'un réservoir cylindrique vertical soumis à sa partie supérieure à une charge axiale uniformément répartie sur la périphérie mais dont la base repose de façon irrégulière sur le sol en raison de la position et de la forme des fondations. — E. 39928.

CDU 628.13 : 624.04.

Fib n Production d'énergie. Barrages.

181-95. Le niveau phréatique dans les digues et les barrages (Die Sickerlinie in Deichen und Staudämmen). SUPINO (G.); *Bautechnik*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 1-5, 9 fig., 3 réf. bibl. — E. 40111.

CDU 624.131.6 : 627.8.

182-95. Aménagement du St-Laurent pour la navigation et la production d'énergie électrique (Seaway power shows unfold). *Excav. Engr.*, U.S.A. (jan. 1956), vol. 50, n° 1, p. 22-37, 40-41, 44-45, 48-57, 70; 67 fig. — Historique et caractéristiques générales du projet d'aménagement. Une série d'articles spécialisés traite du matériel de chantier. — E. 40379.

CDU 627.8.

183-95. Aménagement hydroélectrique de la Durance. *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1956), t. 11, n° 1, p. 12-16, 8 fig. — Etude d'ensemble travaux d'aménagement de la Basse-Durance à l'aval du Verdon. — E. 40244.

CDU 627.8.

184-95. Barrage voûte - poids sur la Piave. Caractéristiques du projet et recherches expérimentales (Diga arco-gravita sul Piave. Criter di progetto e ricerche sperimentali). DANUSO (A.), OBERTI (G.); *Energ. elettr.*, Ital. (déc. 1955), vol. 32, n° 12, p. 1069-1098, 37 fig., 10 réf. bibl. — Historique des études relatives à la construction du barrage de Piave di Cadore. — E. 40464.

CDU 627.8.

185-95. Considérations sur la structure des ancrages des barrages-voûte (Ueberlegungen zur Ausgestaltung der Auflager von Bogenstaumauern). SEMENZA (C.); *Bautechnik*, All. (déc. 1955), n° 12, p. 393-396, 12 fig., 1 réf. bibl. — Texte d'un exposé présenté à un Colloque tenu à l'Ecole technique supérieure

de Munich le 27 janvier 1955. — E. 39584.
CDU 627.825.

186-95. Grands barrages en voûtes minces (Schalenförmige Staumauern). HERZOG (M.); Bautechnik, All. (fév. 1956), n° 2, p. 47-54, 6 fig., 32 réf. bibl. — Considérations générales, exposé de la théorie de la voûte mince cylindrique. Détermination des contraintes admissibles. Problème de la stabilité. Intérêt des barrages en forme de voûtes minces du point de vue du prix de revient. — E. 40602.
CDU 627.8 : 624.074.4.

187-95. La reconstruction du barrage de Hennetal dans le Sauerland, All. (Der Neubau der Hennetalsperre im Sauerland). KOENIG (H. W.); Tiefbau, All. (20 fév. 1955), n° 4, p. 37-40, 9 fig. — Barrage en enrochements destiné à l'approvisionnement en eau de la vallée de la Ruhr. Hauteur : 60 m, longueur : 376 m, largeur : 250 m. — E. 39915.
CDU 627.8.

188-95. La pression de l'eau interstitielle au barrage en terre de Cobb, N. Zél. (Construction pore pressures in the Cobb earth dam). COLLINS (N. W.); Engineering, N. Zél. (15 nov. 1955), vol. 10, n° 11, p. 368-376, 11 fig., 3 réf. bibl. — Présentation sous forme de graphiques des valeurs de la pression de l'eau interstitielle au cours de la construction et lors de la mise en eau du barrage. — E. 39982.
CDU 627.8 : 624.135 : 624.131.6.

189-95. Construction du barrage en terre de Cobb, N. Zél. (Construction of the Cobb earth dam). JONES (O. T.); Engineering, N. Zél. (15 nov. 1955), vol. 10, n° 11, p. 353-360, 7 fig., 2 réf. bibl. — Barrage en terre pour la production d'énergie hydroélectrique. Hauteur : 35 m, longueur : 213,35 m, largeur à la base : 182,9 m. Description générale, fondations, caractéristiques des matériaux, essais de compactage, mesure du tassement de l'ouvrage. — E. 39982.
CDU 627.8 : 624.137 : 624.15.

190-95. Système de protection pour prévenir les infiltrations d'eau dans les barrages en terre (Protective systems for seepage control in earth dam). HOSKING (A. D.); Engineering, N. Zél. (15 nov. 1955), vol. 10, n° 11, p. 390-402, 10 fig., 30 réf. bibl. — E. 39982.
CDU 627.8 : 624.136 : 69.059.2.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

191-95. Communications présentées à la Trente-troisième conférence annuelle de la Western Association of State Highways Officials (WASHO) à Sun Valley, Idaho, 16-18 sep. 1954 (Proceedings, Western Association of State Highway Officials. Thirty-Third annual conference, Sun Valley, Idaho, September 16-18, 1954). Western Assoc. State Highw. Offic., U.S.A. (1954), 1 vol., xii + 360 p., 1 fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1827 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40630.
CDU 625.7 : 061.3 (73).

192-95. Considérations relatives à l'étude des projets et à la construction des routes en sol-ciment (Considerations affecting the design and construction of stabilised-soil road bases). MACLEAN (D. J.); Roads Road Constr., G.-B. (jan. 1956), vol. 34, n° 397, p. 10-16, 21 réf. bibl. — E. 40109.
CDU 625.7 : 624.138.

193-95. Progrès et avenir de la technique française de construction, renforcement et entretien de chaussées. DAVID (R.); Monit. Trav. publ. Bâtim., Fr. (21 jan. 1956), n° 3, p. 7, 9, 11, 13. — E. 40175.
CDU 625.7 (44).

194-95. Procédés de construction des routes et revêtements de bitume et de goudron (Strassenbauverfahren und Strassendecken aus Bitumen und Teer). OBERBACH (J.); Strasse-Auto-

bahn, All. (jan. 1956), n° 1, p. 9-13. — Considérations sur l'épaisseur nécessaire de la couche de fondation et de la couche de roulement, sur le choix entre revêtement en béton et revêtement bitumineux, et sur la valeur des études de laboratoire. — E. 40264.
CDU 625.7.

195-95. Facteurs en relation avec l'action du gel dans les sols (Factors related to frost action in soils). Nation. Acad. Sci., Nation Res. Council. (Publ. 364), U.S.A. (1955), Highw. Res. Board, Bull. 111, v + 110 p., nombre fig., réf. bibl. — La brochure comprend les études ci-après : teneur en eau de la couche de fondation sous un revêtement routier expérimental, pénétration du gel sous les revêtements bitumineux, relation entre climat et action du gel, exposé d'une théorie sur l'action du gel, relation entre l'indice de drainage des sols agricoles, l'action du gel et le comportement des revêtements routiers, mesure au moyen de l'essai de charge sur plaque de l'influence du gel sur la diminution de la force portante des revêtements, terminologie relative au gel et au permafrost. — E. 40336.
CDU 625.7 : 624.131.6 : 699.83.

196-95. Compactibilité et stabilité des sols pour revêtements souples et modifications apportées à ces caractéristiques par l'adjonction de petites quantités de ciment (Compactibility and stability of soils for flexible pavements and the modifying effect of small amounts of cement). BEAVIS (H. M.), PURDAM (R. K.); Engineering, N. Zél. (15 nov. 1955), vol. 10, n° 11, p. 348-352, 12 fig. — E. 39982.
CDU 625.7 : 624.138.

197-95. Les travaux de terrassement sur la nouvelle section d'autoroute Cologne-Aix-la-Chapelle (Erdarbeiten auf der neuen Autobahnstrecke Köln-Aachen). MEYER (H.); Strasse-Autobahn, All. (jan. 1956), n° 1, p. 1-4, 10 fig. — Travaux exécutés en 1955. Nature des sols. Engins utilisés. — E. 40264.
CDU 625.73 : 624.13.

198-95. Recherches expérimentales sur un type de béton routier. — PRA (M. de); Sika, Fr. (nov. 1955), n° 3, 37 p., 62 fig., 1 fig. h.t. 22 réf. bibl. — Texte de la communication présentée au Dixième Congrès d'Istanbul, 1955. — Caractéristiques exigées du béton, paramètres fondamentaux, coefficient de sécurité. Etude des conditions auxquelles doit satisfaire un béton routier. Compte rendu de recherches expérimentales sur un type de béton routier. Influence des agrégats et des produits d'addition, amélioration apportée par le « Frioplast ». — E. 39978.
CDU 625.84 : 666.972 : 620.16.

199-95. Revêtements routiers en béton précontraint (Pavimentos de hormigon pretensado). SAENZ DE HEREDIA (A.); Cons. Sup. Investig. Ci. (Inst. Tec. Constr. Cemento), Esp. n° 164, 79 p., 58 fig., 32 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand). — Efforts supportés par les dalles. Leur dimensionnement. Systèmes de réalisation. Ouvrages exécutés. — E. 40217.
CDU 625.84 : 693.56.

200-95. Calcul et réalisation de revêtements soumis à des charges élevées à la base de l'aviation militaire américaine d'Edwards (Design and construction of heavy-duty airfield pavements at Edwards Air Force Base). SHULTZ (R. J.), FATHERSON (R. B.); J.A.C.I., U.S.A. (jan. 1956), vol. 27, n° 5, p. 525-536, 13 fig. — Revêtement de la piste d'envol pour avions de 22 t. Emploi de béton résistant à la chaux. Dalles en béton de 43 à 48 cm d'épaisseur. — E. 40353.
CDU 625.84 : 629.139.1 : 623.

201-95. Revêtements routiers bitumineux préparés en centrale. V. (II). (Plant-mix bituminous pavements). GRAY (B. E.); Constr. Methods, U.S.A. (jan. 1956), vol. 38, n° 1, p. 85-86, 90, 93, 96, 99, 7 fig. — E. 40253.
CDU 625.75 : 69.002.2.

202-95. Récupération non destructive du bitume dans les revêtements routiers. Recherche d'une méthode. DABIN (J.); Centre Rech. routières, Belg. (27 oct. 1955), 11 p., 8 fig., 7 réf. bibl. (Extrait de : Bull. Ass. perm. Congr. belges Route, 1955, n° 31, p. 29-39). — Choix du solvant, filtration. Distillation du solvant. Présentation et discussion des résultats. Description de l'appareillage nécessaire, mode opératoire. — E. 40557.
CDU 625.8.

203-95. Contrôle rapide de la composition des matériaux enrobés. Recommandation (Vlugges controle van de samenstelling der omhulde materialen. Aanbevelingen). HUBRECHT (L.); Centre Rech. Routières, Belg., en français : p. 42-56, 6 fig.; en flamand : p. 57-72. — (Extrait de : Bull. Ass. perm. Congr. belges Route, 1955, n° 31, p. 42-56). — Prélèvement des échantillons, dosage du liant, choix du solvant, analyse granulométrique. Appareillage utilisé. — E. 40558.
CDU 625.8 : 620.16.

Fid l Voies maritimes.

204-95. Travaux de protection contre les inondations de la « Great Ouse » (G.-B.) (Great Ouse flood protection scheme). Muck Shifter, G.-B. (jan. 1956), vol. 14, n° 1, p. 5-14, 14 fig. — Construction d'un canal de décharge de 17 km de long et d'un canal de dérivation de 93,5 km, surélévation des berges, aménagement du lit de la rivière. Matériel utilisé. — E. 39922.
CDU 627.4 : 627.51.

205-95. Approfondissements à l'aval de centrales hydroélectriques dans la roche et les galets (Unterwasserentiefungen an Flusskraftwerken in Fels und Geschiebe). KURZMANN (E.); Baumaschine-Bautech., All. (jan. 1956), n° 1, p. 25-29, 9 fig., (résumés anglais, français). — Travaux réalisés sur l'Ems (Autriche) en vue d'abaisser le niveau de l'eau à l'aval de trois centrales. Méthodes et engins adoptés. — E. 40302.
CDU 627.7 : 627.8.

206-95. La pression des vagues et la houle génératrice de pression (Wellendruck und druckerzeugender Seegang). DOMZIG (H.); Mittell. Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau. Franziskus-Institut der Technischen Hochschule Hannover, All. (1955), n° 8, p. 1-79, 59 fig. h.t., 23 réf. bibl. — Le ressac et les déformations du rivage sur la côte Ouest de Sylt (Brandung und Uferveränderungen an der Westküste von Sylt), LAMPRECHT (H. O.); p. 80-163, 85 fig., 51 réf. bibl. — Essais sur modèles pour le nouveau môle Ouest de Hëlîgoland (Modellversuche für die neue Westmole Helgoland). WALTHER (H. D.), p. 164-180, 30 fig. — E. 40233.
CDU 627.33 : 624.042.

Fid p Voies aériennes.

207-95. Quelques études liées à la conception et à la construction de revêtements souples pour pistes d'aérodromes au Queensland (Some investigations associated with the design and construction of flexible pavements for aerodrome runways in Queensland). WHITE (O. C. C.); J. Instn Engrs Austral., Austral. (oct.-nov. 1955), vol. 27, n° 10-11, p. 263-272, 18 fig., 7 réf. bibl. — Etudes sur le terrain et au laboratoire, relatives à l'humidité du sous-sol et aux problèmes de compactage. — E. 40307.
CDU 629.139.1 : 69.001.5.

208-95. Quelques problèmes posés pour les études d'aéroports (Selected aspects of the geometric design of airports). JONES (J. H.); Proc. Instn civ. Engrs, G.-B. (fév. 1956), Part II : Engng Div., vol. 5, n° 1, p. 1-25, 22 fig., 3 fig. h.t., 5 réf. bibl. — Présentation d'études effectuées à l'Université de Californie sur la distribution transversale de la charge des roues des appareils sur les pistes d'envol, et

sur les rayons de courbure des taxiways. Discussion. — E. 40453. CDU 629.139.1.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

209-95. Techniques de percement rapide de galeries (High-speed tunnelling techniques). *Water Power*, G.-B. (jan. 1956), vol. 8, n° 1, p. 8-16, 12 fig. — Description des procédés utilisés pour le percement d'une galerie dans le cadre de l'aménagement hydroélectrique de Bredalbane (Ecosse). — E. 39810. CDU 624.19 : 627.84.

Fif m Ponts.

210-95. Cours sur la construction des ponts (Lezioni di ponti). FRANCIOSI (V.); Edit. : Pellerano del Gaudio, Ital., 1 vol., 261 p., 118 fig. — Voir analyse détaillée B. 1850 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40078. CDU 624.04 : 624.21 (03).

211-95. Robert Maillart. — Ponts et constructions (Robert Maillart. Brücken und Konstruktionen). BILL (M.); Edit. : Girsberger, Suisse (1955), 2^e édit., 1 vol., 184 p., 258 fig. (en français et en allemand). — Voir analyse détaillée B. 1847 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40595. CDU 62.007 : 624 : 693.55 (03).

212-95. Comment l'étude du coût de construction des ponts facilite le choix du type d'ouvrage (How bridge costs aid in design selection). WILLIAMS (C. D.); *Engng News-Rec.*, U.S.A. (1^{er} déc. 1955), vol. 155, n° 22, p. 36-37,

5 fig. — Etude économique effectuée par l'entreprise chargée de la construction de huit ponts de dimensions moyennes, à la suite de la réalisation du barrage de Buford en Georgie. — E. 39382. CDU 624.21 : 69.003.

213-95. Le Mississippi vaincu par la science des constructeurs de ponts (Skilled bridge builders conquer « Old Man River »). SMITH (A. C.); *Constr. Methods*, U.S.A. (jan. 1956), vol. 38, n° 1, p. 68-69, 72-73, 77, 80, 16 fig. — Construction d'un pont cantilever avec travée centrale de 480 m environ d'ouverture près de la Nouvelle-Orléans. Description des méthodes adoptées et du matériel utilisé. — E. 40253. CDU 624.3.

214-95. Ponts en béton (Concrete bridges). The Concrete Assoc. India, Inde (1955), 1 vol., 100 p., nomb. fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1848 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 40980. CDU 624.21 : 012.4.

215-95. Le pont en béton précontraint de 91 m de portée sur le Rio Cuyaguatje, à Cuba. DUPLACE (L. S.), BELMONTE (I. M.); *Tech. Trav.*, Fr. (jan.-fév. 1956), n° 1-2, p. 49-56, 24 fig. — Pont formé d'une poutre creuse encastrée à ses deux extrémités. L'encastrement est réalisé au moyen de deux travées en cantilever dont l'extrémité est ancrée dans la roche saine du sous-sol. — E. 40390. CDU 624.27 : 693.56.

216-95. Ponts en arcs constitués d'éléments préfabriqués en béton armé (Bogenbrücken aus Betonfertigteilen). SCHNEUNERT (A.); Edit. : VEB Verlag Technik, All. (1954), Wissenschaftliche Berichte, Folge II, Bauwesen, n° 15, 35 p., 23 fig., 18 fig. h.t. — Voir

analyse détaillée B. 1839 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 39614. CDU 624.6 : 693.55 : 69.002.2 (03).

217-95. Applications de la préfabrication aux ponts en arc. CASADO (C. F.); *Mém. A. I.P.C.*, Suisse (1955), 15^e vol., p. 83-91, 9 fig. — Exposé des solutions adoptées pour la construction de divers ponts en arc, en faisant appel à la préfabrication. Caractéristiques de l'élément structural initial qui est l'arc à trois articulations. Fabrication sur le chantier ou en atelier des demi-arcs. Montage des éléments. Réalisations en Espagne. — E. 39928. CDU 624.6 : 69.057.

218-95. Dalles de tablier de pont en béton sans revêtement de roulement (Unmittelbar befahrene Brückenfahrplattens aus Beton). PRAUE (F.); *Bauingenieur*, All. (jan. 1956), n° 1, p. 1-16, 28 fig., 6 réf. bibl. — Conditions générales à remplir. Exécution de la dalle. Exemples d'ouvrages réalisés. — E. 40270. CDU 624.21.025 : 693.5.

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Fod Modifications. Démolitions.

Désordres.

219-95. Ecoulement de l'eau au travers des remblais rocheux et son utilisation pour le calcul des barrages en enrochement (Flow of water through rock fill and its application to the design of dams). WILKINS (J. K.); *Engineering*, N. Zél., (15 nov. 1955), vol. 10, n° 11, p. 382-387, 15 fig., 7 réf. bibl. — E. 39982. CDU 624.135 : 624.131.6.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.

B. 1810. Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques. — Centre scientifique et technique du Bâtiment — Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, Fr., Edit. : La Documentation technique du Bâtiment et des Travaux publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris, Fr. (jan. 1956), Règles C. M. 1956, 1 vol. (14 × 21,5 cm), xvi + 94 p., 38 fig. — F^o franco : 855. — Texte des nouvelles Règles qui se substituent aux anciennes Règles C. M. 1946, et qui concernent l'utilisation de l'acier pour l'édification des immeubles à usage d'habitation, de bureau, de locaux commerciaux, et pour les constructions industrielles et agricoles. Nature et qualité du métal. Contraintes admissibles, calculs de résistance. Présentation des projets, exécutions des travaux. Épreuves des ouvrages. — Annexes : Vérification des pièces comprimées (méthode Dutheil). Déversement. Règles forfaitaires pour le calcul des solives et des poutres (méthode Dutheil). Méthode approchée pour le calcul des poutres continues solidaires des poteaux qui les supportent sous l'action des charges dans le cas où les nœuds sont supposés ne pas se déplacer horizontalement. Encastrement d'éléments métalliques dans la maçonnerie. Application de la formule générale de vérification des soudures à certains cas particuliers courants. Essais sur le métal de base destiné à la construction soudée et épreuves d'agrément des soudures. Notations générales. Présentation type des dessins des constructions courantes en acier. — E. 40747.

B. 1811. Construction métallique. I. — MONDIN (Ch.); Edit. Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1956), Aide-mémoire Dunod, 1 vol. (9,5 × 15 cm), xvi + 231 + LXIV p., nomb. fig. — I : Matériaux et généralités. Fers, fonte, acier. Classification des produits sidérurgiques suivant les profils : ronds, carrés, plats, profilés, poutrelles, feuillards, tôles, tubes. Organes de liaison : rivets, boulons, écrous, goupils, vis, rondelles, goupilles. Essais des aciers. Caractéristiques des aciers spéciaux. Règles relatives aux contraintes, charges, surcharges. — II : Traitement et usinage des fers et aciers : trempe, revenu, recuit. Procédés d'usinage. — III : Assemblage des fers et des aciers. Rivetage, boulonnage, soudage. Classification, constitution, qualités et défauts des cordons de soudure. Mode de travail des cordons de soudure, calcul des contraintes des soudures. Contrôle des soudures. — IV : Éléments constitutifs de la construction métallique. — Etude des poutres, calcul des poutres, flambement des poutres à âme pleine. Assemblages encastrés. Poutres tubulaires, poutres jumelées, poutres à treillis, poutres de hauteur variable. Consolés. Poteaux. Nœuds d'ossatures du bâtiment à étages. — E. 40942.

B-1812. Dessin de bâtiment. VIEUXBLÉ (R.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1956), 2 broch. (21 × 27 cm), I — 43 p.; II — 58 pl. — L'ouvrage s'adresse aux élèves des centres d'apprentissage et collégiés techniques. — Notions générales sur le dessin : perspective cavalière, représentation géométrale.

Aracs, moulures. Cotation, coupes, hachures. Murs de clôture : baies dans murs de clôture, murs de soutènement, soupirax, balustrades, planchers, perrons, escaliers, cheminées, murs de façade, balcons. — E. 40945.

B-1813. Analyse dimensionnelle et théorie des maquettes. LANGHAAR (H. L.); traduction française par C. CHARCOSSET de l'ouvrage américain, Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1956), 1 vol. (14 × 21,5 cm), xvii + 230 p., 18 fig., 7 réf. bibl. — Cet ouvrage est appelé à rendre de grands services aux ingénieurs qui, de plus en plus, ont besoin pour leurs travaux de raisonner à l'aide de variables réduites et de rechercher à l'aide de modèles de toute nature les lois ou les coefficients qui leur sont nécessaires. — Nature et emploi des dimensions. Principes de l'analyse dimensionnelle et exemples d'application. Calcul systématique des produits sans dimension. Théorie algébrique de l'analyse dimensionnelle. Similitude et essais sur modèles. Analyse dimensionnelle et problèmes de contraintes et déformations. Quelques applications de l'analyse dimensionnelle à la mécanique des fluides. Analyse dimensionnelle et théorie de la chaleur. Analyse dimensionnelle et théorie électromagnétique. Similitudes et équations différentielles. — E. 40943.

B-1814. Notions élémentaires sur les matériaux non métalliques. BLOEMEN (A. M.), CHARLIER (R.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1955), 1 vol. (15,5 × 24 cm), 60 p., 64 fig., 2 fig. h. t., 21 réf. bibl. — L'ouvrage

étude la provenance, le traitement et l'utilisation des matériaux non métalliques les plus courants, et décrit les principaux essais auxquels on soumet régulièrement ces matériaux. Caractéristiques des combustibles solides, liquides, gazeux. Charbon pulvérisé. Origines et classification des lubrifiants. Les argiles et leurs dérivés. Matériaux pierreux. Le verre. Le bois : classification des principales essences, protection du bois. Le papier. Isolants thermiques et électriques. Matières plastiques artificielles. Abrasifs. Agents d'étanchéité. — E. 40944.

B-1815. *Chimie des peintures, vernis et pigments*. CHAMPETIER (G.), RABATÉ (H.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1956), 2 vol. (16 × 24,5 cm), I : viii + 661 p., fig., nombr. réf. bibl., F 5 400; II : viii + 643 p., fig., nombr. réf. bibl., F 5 4000. — Cet important ouvrage, qui comprend deux volumes, constitue une somme de toutes les connaissances actuelles dans le vaste domaine de la chimie des peintures, vernis et pigments. — Tables des matières : t. I. — La chimie macromoléculaire et les substances filmogènes. Huiles siccatives. Description des divers types de résines synthétiques. Caoutchoucs et leurs dérivés. Silicènes. Colophane et dérivés. Résines naturelles. — T. II : Goudron de houille. Asphaltes naturels, brais de pétrole. Brais et goudrons de bois non résineux. Amidon et ses dérivés. Caséine. Siccatis. Solvants, diluants et plastifiants. Emulsionnants colloïdaux protecteurs. Encres d'imprimerie. Pigments minéraux et métalliques. Pigments organiques. Colorants organiques. Matières de charge. Noirs de carbone. Adjuvants divers. Cires. — E. 40815-40816.

B-1816. *Les tables du technicien en chauffage*. HERZMANN (E.), KUNZ (G.); Chaud-Froid, 2, avenue du Général-Leclerc, Paris, Fr., numéro spécial (21 × 27 cm), 48 p., 1 fig. — F. 1 200. — Recueil de 41 tables permettant à l'ingénieur ou au technicien en chauffage central de travailler plus rationnellement en lui facilitant la détermination des corps de chauffe à installer. — Les tables permettent aussi de vérifier sans calculs le rendement calorifique des radiateurs déjà installés. — E. 41093.

B-1817. *Recommandations concernant la protection des réseaux contre les coups de bélier*. Ministère de la Reconstruction et du Logement, (Direction de l'Aménagement du Territoire, Groupes techniques de la Voierie et des Réseaux, 2, rue Goethe, Paris, Fr. (1955), 1 broch. (21 × 27 cm), 17 p., 4 fig. — Texte des recommandations établi par la Commission technique des Eaux et de l'Assainissement du Ministère de la Reconstruction et du Logement. — Nature et causes des coups de béliers. Analyse sommaire du coup de bélier, ses conséquences. Importance des coups de bélier pouvant affecter une installation. Etude de la protection des installations : procédés agissant sur les dépressions, procédés agissant sur les surpressions, procédés agissant à la fois sur les dépressions et les surpressions. Etude du mouvement varié de l'eau dans les conduites. Equations d'Allievi. — E. 41124.

B-1818. *L'affinité électrochimique. Etudes de thermodynamique et de cinétique électrochimiques*. (Electrochemical affinity. Studies in electrochemical thermodynamics and kinetics). VAN RYSELBERGHE (P.); Edit. : Hermann et Cie, 6, rue de la Sorbonne, Paris, Fr (1955), 1 vol. (16,5 × 25,5 cm), 109 p., 9 fig., 32 réf. bibl., Actual. sci. industr. n° 1237; F 1 200. — Notions fondamentales de la théorie des cellules galvaniques et électrolytiques. Réversibilité. Irréversibilité due à l'effet Joule : système électrochimique de base, lois de la thermodynamique. — Notions fondamentales de la théorie des électrodes. Systèmes d'électrodes réversibles et irréversibles. Polarisation. Surtections. — Semi-réactions simultanées à la même électrode. — Quelques aspects de la

cinétique électrochimique. Loi de Tafel. Cinétique des réactions électrochimiques simultanées au voisinage de l'équilibre et dans des états éloignés de la position d'équilibre. — *Thermoelectrochimie* : Influence de la température sur la force électromotrice d'un élément galvanique et sur la tension électrique irréversible d'une cellule électrolytique. Chaleur électrochimique des réactions. Effets Peltier et Thomson. Thermocouples bimétalliques. Première relation de Thomson pour les thermocouples et les thermo-éléments. — E. 40229.

B-1819. *Le chauffage urbain à Paris*. Cie Parisienne de Chauffage Urbain, 73, bd. Haussmann, Paris, Fr. (1954), 1 vol. (22,5 × 27,5 cm), 30 p., 46 fig. — Cette brochure a été éditée à l'occasion du 25^e anniversaire de l'installation du chauffage urbain à Paris. — Avantages du chauffage urbain pour l'usager, pour la collectivité, sur le plan national. — Aperçu sur le chauffage urbain dans le monde. Historique du chauffage urbain à Paris et de l'extension du réseau. Développement des canalisations de 1930 à 1954. — Description des centrales, du réseau de distribution, des installations de raccordement aux immeubles. Tarifs de vente. — Perspectives d'avenir. — E. 41125.

B-1820. *Série de prix applicables aux travaux du bâtiment*. Elaborée par l'Office du Bâtiment et des Travaux publics du Département de l'Isère avec la collaboration du Service de l'Architecture municipale de la Ville de Grenoble. — Principes généraux et dispositions communes à tous les corps d'état. t. I. — Syndicat général des Entrepreneurs du Bâtiment et des Travaux publics du Département de l'Isère, 4, rue Alexandre-I^{er} de Yougoslavie, Grenoble (Isère), Fr. (1941), 1 vol. (23 × 30 cm), 199 p. — Travaux de terrassement, de maçonnerie, de plâtrerie, de staff. Crépits et enduits. renforts, rejointoiments. Ouvrages en ciment. Béton armé. Carrelages; revêtements, granito. Tuyauteries. Bordures, rigoles, pavages. Observations générales. — E. 40979.

B-1821. *Notions fondamentales de mécanique des sols*. (Fundamentals of soil mechanics). TAYLOR (D. W.); Edit. : John Wiley and Sons, Inc., 440 Fourth Avenue, New York 16, N. Y., U. S. A. (1948), 1 vol. (14 × 22 cm), xii + 700 p., nombr. fig., 174 réf. bibl., \$ 7.50. — L'ouvrage constitue un cours qui s'adresse aux élèves des grandes écoles, mais il est également appelé à rendre de grands services aux ingénieurs et aux spécialistes de la mécanique des sols. — Classification des divers types de sols, reconnaissance du sous-sol, forages, prélèvement d'échantillons. Perméabilité. Poids, contraintes, charge. Sable bouillant, filtration, capillarité. Consolidation unidimensionnelle. Emploi de la théorie élastique pour l'estimation des contraintes dans les sols. Calcul des tassements. Théorie de la résistance. Essais de cisaillement, résistance au cisaillement de sols cohérents. Stabilité des talus. Poussée latérale, stabilité des murs de soutènement. Application aux barrages des théories de la mécanique des sols. Influence des fondations de faible profondeur, force portante. Fondations sur pieux. — E. 40480.

B-1822. *Adjudications et Cahiers des charges dans les industries du bâtiment et des travaux publics* (Engineering contracts and specifications). ABBETT (R. W.); Edit. : John Wiley and Sons, Inc., 440 Fourth Avenue, New York 16, N. Y., U. S. A. (1954), 3^e édit., 1 vol. (14,5 × 22 cm), xvi + 429 p., \$ 6.00. — L'ouvrage reproduit la matière du cours professé par l'auteur à l'Université de Columbia. — Etude générale des programmes de construction, financement, études préliminaires, dessins, contrôle des travaux. Eléments essentiels d'un marché, dispositions légales, délais assignés pour la construction, pénalités et primes, cas de force majeure. Contraventions à la législation sur les brevets. Ventes, respon-

sabilité du vendeur et de l'acheteur, propriété immobilière. Statut des sociétés en nom collectif et des sociétés anonymes. Règlement des litiges. Types de marchés dans les industries du bâtiment et des travaux publics. — Procédure en matière d'adjudications. Rédaction des marchés, relations avec l'entrepreneur. Assurances. Cautionnements. Rédaction des Cahiers des charges. Bibliographie. — E. 40481.

B-1823. *Manuel des eaux pour l'utilisation industrielle* (Manual on industrial water). American Society for Testing Materials, 1916 Race St., Philadelphie 3, Pa., U. S. A. (1954), 2^e édit., 1 vol. (16 × 23,5 cm), ASTM Spec. tech. Public. n° 148-A, viii + 420 p., fig., réf. bibl. — Domaine d'utilisation des eaux industrielles : industrie chimique, sidérurgie, produits alimentaires, papier, cuir, textile. — Difficultés causées par l'eau dans l'industrie; effets sur les produits, dommages aux installations. Composition des eaux industrielles et de leurs dépôts. Traitements physique, chimique, physico-chimique des eaux industrielles. — Echantillonnage à la pression atmosphérique, à des pressions supérieures ou inférieures à la pression atmosphérique, échantillonnage à des températures élevées. Analyse des eaux industrielles, identification des dépôts. En appendice : méthodes d'échantillonnage, méthodes d'analyse, établissement des rapports, méthodes d'essais, terminologie. Besoins en eau pour les différentes opérations industrielles. Liste des colloques de l'ASTM. — E. 40477.

B-1824. *Importance des essais et propriétés du béton et des agrégats du béton* (Significance of tests and properties of concrete and concrete aggregates). American Society for Testing Materials, 1916 Race Street, Philadelphie 3, Pa., U. S. A. (déc. 1955), ASTM Spec. tech. Public. n° 169, 1 vol. (15 × 22,5 cm), 387 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., \$ 5.25. — Ouvrage collectif de mise à jour des connaissances actuelles, faisant suite à un ouvrage analogue édité en 1943. — La première partie qui traite des généralités comprend quatre mémoires sur l'échantillonnage, les considérations statistiques, l'interprétation des résultats et les programmes de recherches. — La 2^e partie comporte 22 exposés sur les essais et les caractéristiques du béton frais, du béton durci, du béton préparé en usine et des bétons légers. La 3^e partie comprend neuf mémoires sur les essais et les caractéristiques des agrégats. La 4^e partie comporte 4 mémoires relatifs à l'eau de gâchage, au traitement après prise, aux produits d'addition entraîneurs d'air et aux adjuvants minéraux. Chaque mémoire est suivi d'une bibliographie. — E. 40949.

B-1825. *Comptes rendus de la Society for Experimental Stress Analysis* (Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis). Society for Experimental Stress Analysis, Central Square Station, P.O. Box 168, Cambridge 39, Mass., U. S. A. (1955), 1 vol. (22 × 28,5 cm), x + 213 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Résolution par analogie électrique de certains problèmes de vibrations et de stabilité élastique. Influence de la pression du fluide sur les extensomètres S.R. 4. — Extensomètre de type classique à fil résistant utilisé pour la mesure des contraintes principales. Nouvelles études sur les propriétés des vernis craquelants. Déviations de la ligne droite de montants soigneusement usinés et centrés. Bases pour le calcul et la réalisation d'un ballistocardiographe tridirectionnel. Recherche sur les caractéristiques dynamiques des matières plastiques et des produits analogues au caoutchouc. Problèmes de construction de moteurs pour turbines à gaz. Oscilloscope miniature et enregistreur de vibrations des systèmes mécaniques. Appareillage pour l'étude de la résistance des coques de navire à la pression hydrostatique extérieure. Extensomètres au titanate de baryum. Emploi d'extensomètres à feuilles

pour la mesure des déformations importantes sous les pressions élevées d'un fluide. Prédiction de la sensibilité d'un vernis craquelant. La machine d'essais de chargement de la N.A.C.A. (National Advisory Committee for Aeronautics). Appareil pour l'analyse spectrale en vue de l'étude des charges momentanées. Contraintes dans les barres et les arbres cannelés. — E. 40596.

B-1826. **Théorie et calcul du coup de bélier** (Waterhammer analysis). PARMKIAN (J.); Edit.: Prentice-Hall Allyn and Bacon, International Corporation, 70 Fifth Avenue, New York 11, U. S. A. (1955), 1 vol. (15,5 × 23,5 cm), Civ. Engng, Engng Mechan. Series xiv + 161 p., 97 fig., 47 réf. bibl. — Le présent ouvrage est le résultat d'une étude dont l'origine remonte à un cours professé devant les élèves de l'Université de Colorado aux U. S. A. — Il a été augmenté de façon à répondre aux besoins des ingénieurs qui ont à résoudre dans la pratique les problèmes posés par le coup de bélier. — Théorie de la colonne d'eau rigide. Equations fondamentales, limitations de la théorie. Exposé de la théorie de la colonne d'eau élastique, conditions de l'équilibre dynamique, équations fondamentales du coup de bélier. Vitesse de propagation des ondes dans une conduite. Etude du coup de bélier dans le cas de manœuvre rapide ou lente des vannes. Théorie du calcul par procédé graphique du coup de bélier. Coup de bélier produit par la fermeture et l'ouverture des vannes. Problèmes du coup de bélier dans les installations de pompage. Méthodes approchées de calcul graphique du coup de bélier. Cheminées d'équilibre. — E. 40478.

B-1827. **Communications présentées à la Trente-troisième conférence annuelle de la Western Association of State Highways Officials (WASHO) à Sun Valley, Idaho, 16-18 septembre 1954** (Proceedings. Western Association of State Highway Officials. Thirty-Third annual conference, Sun Valley, Idaho, September 16-18, 1954). Western Association of State Highways Officials, 2101 Constitution Avenue, Washington D.C. 25, U. S. A. (1954), 1 vol. (21 × 28 cm), xii + 360 p., 1 fig., réf. bibl. — Texte des nombreuses communications présentées sur divers sujets : financement de la construction des routes, réglementation des dimensions et des charges des camions, entretien des routes, compactage des remblais, calcul des terrassements, prix de revient de la construction des routes, emploi de la photographie aérienne pour l'étude du tracé des routes. Revêtements bitumineux, reconnaissance du sous-sol par la méthode de résistivité du terrain, mesures pour empêcher les glissements de terrain, contrôle de qualité de l'asphalte, valeur des produits antidérapants et des autres produits d'addition pour revêtements bitumineux, détermination de l'épaisseur totale de la fondation, de la sous-couche et de la couche supérieure d'après la nature du sol. — E. 40630.

B-1828. **Cours pratique de maçonnerie. Plans et réalisations des constructions** (Simplified masonry. Planning and building). DALZELL (J. R.); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd., 95 Farringdon Street, Londres EC4, G.-B. (1955), 1 vol. (16 × 23,5 cm), xvii + 362 p., nombr. fig., 6 pl. h. t., s. 37/6. — Fabrication du ciment Portland, étude des divers types de ciment. Caractéristiques des mortiers. Constitution du béton, nature des agrégats, dosage. Béton armé, bétonnage par temps froid, traitement après prise. Semelles en béton. Etude des divers types de fondations. Planchers en béton. Domaines d'utilisation des agglomérés de béton. Linteaux, appuis sur fenêtres, pilastres, poteaux. Murs, fondations et pilastres en agglomérés de béton. Réalisation des conduits de fumée en agglomérés de béton, traitements de finition, plâtre de moulage. Isolation thermique et phonique.

Exemples explicatifs. Recommandations pratiques. — E. 40598.

B-1829. **Notions fondamentales de statistique**. (Basic statistical concepts). ADAMS (J. K.); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd, McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres EC 4, G.-B. (1955), 1 vol. (15,5 × 24 cm), xvi + 304 p., nombr. fig., réf. bibl., s. 41/6. — L'ouvrage qui s'adresse aux élèves des grandes écoles, expose de façon détaillée les rapports entre les théorèmes mathématiques et les applications, et étudie la logique de la déduction statistique, avec de nombreux exemples d'applications pratiques. Son objet est double : il vise d'une part à donner un exposé complet des notions fondamentales essentielles de la statistique, et d'autre part, à expliquer le langage employé dans la statistique mathématique. — Un chapitre important de la déduction statistique expose les conceptions relatives à l'échantillonnage, au contrôle des hypothèses, sans faire appel à d'autre notion que celle des populations finies. — E. 40597.

B-1830. **Le soudage à l'arc de l'aluminium** (The arc welding of aluminium). Edit.: The Aluminium Development Association, 33 Grosvenor Street, Londres, W. 1, G.-B. (déc. 1955), 1 broch. (13,5 × 21,5 cm), Bull. Inform. n° 19, 92 p., 57 fig. — Températures de l'arc, caractéristiques des électrodes. Propriétés thermiques de l'aluminium, soudabilité des alliages d'aluminium. Procédés de soudage à l'arc en atmosphère inerte : appareillage, électrodes, préchauffage. Soudage à l'arc avec électrode métallique dont la fusion fournit le métal d'apport. Soudage à l'arc au charbon. Mesures de sécurité à observer, considérations économiques sur le soudage à l'arc. Résistance des joints soudés. Choix du procédé de soudage. Contrôle et essais des soudures. — E. 40234.

B-1831. **Annuaire de l'industrie du chauffage et de la ventilation** (Year book of the heating and ventilating industry). Edit.: Technitrade Journals, Ltd., 8, Southampton Row, Londres, W. C. 1, G.-B. (mai 1955), 1 vol. (13,5 × 21 cm), xxxiv + 379 + xli p., s. 8/4. — Etudes sur la consommation de combustibles, le chauffage et la ventilation des bâtiments agricoles. Sélection et utilisation des aérothermes. Chauffage par panneaux. Bibliographie des études parues en 1954 sur le chauffage et la ventilation. Liste sélectionnée de normes britanniques. Règlements du Ministère britannique du Logement pour prévenir une consommation excessive et la contamination de l'eau. Conventions collectives dans l'industrie du chauffage et de la ventilation en Grande-Bretagne. Guide des acheteurs. Adresses de fabricants. Associations professionnelles. — E. 40317.

B-1832. **Emploi des alliages légers dans la construction** (The application of light alloys to structural engineering). McHARDY YOUNG (J.); The Association of Engineering and Shipbuilding Draughtsmen, Onslow Hall, Little Green, Richmond, Surrey, G.-B. (nov. 1955), Session 1954-1955, 1 broch. (13,5 × 21 cm), 43 p., 23 fig., s. 3/. — Cette brochure constitue une monographie présentée sous une forme pratique sur l'utilisation de l'aluminium et des alliages d'aluminium dans la construction. Classification des alliages d'aluminium, fabrication de ces alliages, usinage, réalisation des assemblages par rivetage, boulonnage, soudage. Calcul de la résistance des éléments en alliages d'aluminium, contraintes normales dans les barres de treillis en compression, efforts combinés, contraintes de cisaillement et flambage des âmes de profilés, résistance des assemblages rivés et boulonnés. Réalisation des structures en alliages légers : ponts levants, ponts militaires, ponts à travées de grande portée, bâtiments transportables, grues, pylônes. Etude de la résistance à la corrosion. — Bibliographie. E. 39909.

B-1833. **Le chauffage dans l'industrie** (Heating in industry). WILLIAMS (G. A.); The Association of Engineering and Shipbuilding Draughtsmen, Onslow Hall, Little Green, Richmond, Surrey, G.-B. (oct. 1955), Session 1954-1955, 1 broch. (13,5 × 21 cm), 101 p., 47 fig. — Petit manuel pratique, abondamment illustré de dessins, étudiant les divers systèmes de chauffage. — Table des matières : transmission de la chaleur, chaleur et corps humain. Déperdition de chaleur dans un bâtiment. Etude des systèmes de chauffage à eau chaude à basse et à haute pression. Caractéristiques des systèmes de chauffage à la vapeur. Description des appareils de chauffage : radiateurs, convecteurs, panneaux radiants. Mesures de la température de l'air et de l'humidité relative; étude des thermostats et de leur fonctionnement. Chauffage au gaz et à l'électricité. Comparaison des systèmes de chauffage, choix de l'installation, exploitation. Chauffage par rayonnement. — Bibliographie. — E. 39911.

B-1834. **La ventilation dans l'industrie** (Ventilating in industry). WILLIAMS (G. A.); The Association of Engineering and Shipbuilding Draughtsmen, Onslow Hall, Little Green, Richmond, Surrey, G.-B. (nov. 1954), Session 1954-1955, 1 broch. (13,5 × 21 cm), 36 p., 19 fig., s. 3/. — Ventilation naturelle et mécanique, ventilateurs et conduits. Types et caractéristiques des ventilateurs. Calcul des conduits, écoulement de l'air, dimensions des conduits. Etude des dépoussiéreurs. Mesures de l'écoulement de l'air dans un conduit, emploi des anémomètres, du tube de Pitot, appareils de mesure de l'écoulement de l'air à lecture directe. Règlements en vigueur en Grande-Bretagne sur la ventilation, l'écoulement de l'air, sa répartition, le contrôle de l'humidité, le conditionnement de l'air. — Bibliographie. — E. 39910.

B-1835. **Agenda du béton 1956** (Beton-Kalender 1956). Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, 169 Hohenzollerndamm, Berlin-Wilmersdorf, All. (1956), 2 vol. (10 × 15 cm), I : viii + 832 p. + xxiv p., nombr. fig. — II : viii + 426 p. + 48 p., nombr. fig. — I. Rappel des notions de mathématiques et de géométrie. Caractéristiques des profilés du commerce : acier à béton, palplanches, rivets, boulons, câbles. — Pierres naturelles, bois de construction, panneaux en fibre de bois. Densités, poids spécifiques, conductibilité calorifique. — Béton, matériaux constitutifs, ciment, agrégats, eau de gâchage, produits d'addition. Caractéristiques des bétons lourds, légers. Etude des divers types de mortiers. Essais et résistance des matériaux. Statique des constructions. Dimensionnement des éléments en béton armé et en béton précontraint. Règlements allemands sur le calcul des charges, le sol de fondation, la construction en béton et en béton armé, les matériaux, les travaux de maçonnerie, la construction en bois. — II. Conformation constructive des éléments en béton armé. Dalles, poutres, planchers nervurés, poteaux, poutres mixtes. Voiles classiques. Structures polyédriques. Exécution des travaux, organisation des chantiers, mise en œuvre du béton, construction par temps froids, joints. — Travaux de fondation, fouilles, caractéristiques des divers types de fondations. Planchers massifs. Couvertures de bâtiments. Emploi du béton précontraint. Procédés, objet de la précontrainte, domaines d'utilisation : ponts, hangars, réservoirs, chaussées, pistes d'aéroports. Bibliographie. — Echafaudages tubulaires. Texte du Règlement hollandais sur les constructions en béton armé. — E. 40657, 40658.

B-1836. **Lignes d'influence décimales pour les poutres continues**. (Vol. III — Ordonnées des lignes d'influence et courbes des moments de poutres continues sur deux, trois, quatre et cinq travées (Zehnteilige Einflusslinien für durchlaufende Träger. III. — Ordinaten der

Einflusslinien und Momentenkurven durchlaufender Träger von 2 bis 5 Feldern). ANGER (G.); Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1955), 8^e éditn, 1 vol. (17 × 24,5 cm), iv + 247 p., nombr. fig., DM. 27. — Equation des trois moments, définitions et origine des moments aux appuis; cas d'une poutre sur trois, quatre, cinq appuis. Efforts tranchants, réactions aux appuis. Ligne d'influence des moments fléchissants et des efforts tranchants. Calcul de poutres continues sur plus de quatre travées. Utilisation des tables des lignes d'influence dans le cas de moments d'inertie de valeur différente. — Tables des lignes d'influence. Poutre sur deux appuis: poutre simplement appuyée, poutre simplement appuyée d'un côté et encastrée à l'autre extrémité, poutre encastrée aux deux extrémités. Poutre sur trois appuis (deux travées), sur quatre appuis (trois travées), sur cinq appuis (quatre travées), sur six appuis (cinq travées). — E. 40012.

B-1837. Le calcul statique dans la construction en béton armé. Cours et manuel de statique des constructions (Die Statik im Stahlbetonbau. Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik). BEYER (K.); Edit.: Springer-Verlag, Reichpietschufer 20, Berlin W. 35, All. (1956), 1 vol. (17 × 25,5 cm), xii + 804 p., 1438 fig., nombr. réf. bibl. — DM. 66. — A la différence d'un grand nombre de cours sur la statique des constructions, le présent ouvrage n'expose pas une méthode nouvelle particulière à l'auteur, mais il examine les études scientifiques déjà connues qu'il soumet à une critique approfondie en vue de dégager les caractères communs aux différentes méthodes de calcul statique des constructions et d'en établir la synthèse. Après une introduction consacrée aux notions fondamentales de la statique des constructions, l'auteur étudie les systèmes isostatiques et hyperstatiques et examine ensuite l'application de la théorie aux éléments rencontrés fréquemment dans la construction: poutres continues, portiques à étages, poutres en caisson, compartiments de silos, poutres en arc, arcs à deux articulations, et arcs encastrés, grillages de poutres. Il traite pour terminer des dalles, panneaux et voiles minces. — E. 40817.

B-1838. Annuaire technique 1956 de l'industrie allemande des briques et tuiles (Ziegeltechnisches Jahrbuch 1956). SPINGLER (K.); Edit.: Bauverlag GmbH, Kleine Wilhelmstrasse 7, Wiesbaden-Berlin, All. (1956), 1 vol. (10 × 15 cm), 328 p., 40 fig., 4 fig. h.t. — Organisation de l'industrie de la terre cuite en Allemagne occidentale. Analyse d'articles parus dans la presse technique. Travaux de recherches effectués en 1954/55 à l'Institut d'Essais et de Recherches des Produits en Terre cuite à Essen-Kray. — Rapports sommaires sur les perfectionnements récents apportés aux machines utilisées dans l'industrie céramique. Caractéristiques des fours modernes. Étude des installations de séchage. Déperditions de chaleur dans les installations d'aspiration d'air chaud. Difficultés de séchage autrefois et maintenant. — E. 40482.

B-1839. Ponts en arc constitués d'éléments préfabriqués en béton armé (Bogenbrücken aus Betonfertigteilen). SCHEUNERT (A.); Edit.: Vt-B Verlag Technik, Unter den Linden 12, Berlin NW 7, All. (1954), Wissenschaftliche Berichte, Folge II, Bauwesen, n° 15, 35 p., 23 fig., 18 fig. h.t., DM. 4,60. — L'ouvrage constitue l'une des monographies de la collection consacrée à l'utilisation d'éléments préfabriqués en béton armé dans les différents domaines de la construction. — Bibliographie concernant les ponts en arc déjà construits en Allemagne. Exemples de ponts en arc en éléments préfabriqués de béton armé. Description succincte des ouvrages: pont biais de Kottbus sur le Landwehrkanal à Berlin, portée: 22,65 m,

largeur: 26,8 m; pont sur la Moselle à Schweich, 3 arcs de 46 m de portée, largeur: 10,5 m; pont sur la Ruhr à Hattinger, largeur: 7,4 m, 4 arcs de 27,6 m de portée; pont sur l'Inde à Weisweiler (région d'Aix-la-Chapelle), largeur: 10,1 m, 6 arcs de 30 m de portée; pont sur la Ruhr à Blankenstein, largeur: 11,8 m, 6 arcs de 31 à 45 m de portée; pont de chemin de fer sur la Sieg à Buisdorf (ligne Cologne-Giessen), 7 arcs de 17 m; pont-canal du Mittellandkanal sur la Weser, à Minden, 2 arcs de 60,5 m, largeur: 30,75 m; pont du Roi Charles à Stuttgart, largeur: 23 m, portée: 23,5 m; pont-canal de Neckarsulm, portée: 42,5 m, largeur: 7,3 m; pont sur la Lahn, à Diez, 1 arc de 37 m et 2 de 22,5 m. — Étude des procédés utilisés pour la construction de ponts en arc en éléments préfabriqués de béton armé. Procédés: « Hochtief », « Dyckerhoff », et « Widmann », « Wayss et Freytag ». — Projet de pont en arc en éléments préfabriqués: plan, conception, calculs statiques, construction, organisation des chantiers, confection des nervures, montage des éléments. — E. 39614.

B-1840. L'évolution des encadrements préfabriqués en béton armé pour fenêtres et portes (Entwicklung von vorgefertigten Fenster- und Türrahmen-Gewänden aus Stahlbeton). LEWICKI (E.); Edit.: VEB Verlag Technik, Unter den Linden 12, Berlin NW 7, All. (1954), Wissenschaftliche Berichte, Folge II, Bauwesen, n° 18, 1 broch. (14,5 × 21 cm), 73 p., 119 fig., 16 fig. h.t., 8 réf. bibl., DM. 8. — L'ouvrage étudie les procédés de préfabrication utilisés pour la confection d'encadrements de fenêtres et de portes. Rationalisation des travaux de construction, étude du rôle de l'encadrement, conditions exigées des encadrements. Caractéristiques des matériaux employés. Problèmes relatifs à la technique de réalisation des encadrements: section transversale des encadrements de fenêtres et de portes, moyens de fixation pour dormants, produits d'étanchéité, transmission de la chaleur, forme des appuis de fenêtre, rôle du linteau. Étude de divers types proposés. Comparaisons, essais. Ouvertures de fenêtres et de portes dans des panneaux muraux préfabriqués. Critique des résultats enregistrés. — E. 39617.

B-1841. Recherches économiques concernant le lieu le plus favorable pour la production d'éléments préfabriqués en béton armé (Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen über die günstigste Produktionsstätte von Stahlbetonfertigteilen). KÖNIG (R.), LEWICKI (E.); Edit.: VEB Verlag Technik, Unter den Linden 12, Berlin NW 7, All. (1953), Wissenschaftliche Berichte, Folge II, Bauwesen, n° 8, 1 broch. (14,5 × 21 cm), 36 p., 14 fig., DM. 2. — L'opuscule fait partie de la série de documents relatifs à la construction au moyen d'éléments préfabriqués. Étude des différents facteurs intervenant dans le choix du lieu de production. Étude du prix de revient. Exemples relatifs à des chantiers spécialisés dans la fabrication d'éléments préfabriqués lourds et très lourds. Étude du cas de chantiers consacrés à la confection d'éléments légers. Exploitation des résultats tirés des exemples précédents. Tableaux détaillés des prix de revient de poteaux, pieux, poutres de toiture, planchers, panneaux muraux. — E. 39610.

B-1842. Cours du bâtiment. Les éléments de construction et la structure de l'ensemble. Bases de la technique moderne de construction (Hochbaukonstruktion. Die Bauteile und das Baugefüge. Grundlagen des heutigen Bauens). SCHMITT (H.); Edit.: Otto Maier, Ravensburg, All. (1956), 1 vol. (22 × 29 cm), 584 p., 3665 fig., DM. 65. — La technique de la construction exige des connaissances de plus en plus approfondies dans un grand nombre de domaines. Le présent ouvrage réunit toutes les données indispensables à l'architecte et à

l'ingénieur et constituera pour eux un guide précieux. — Technique des fondations: nature des sols, types de fondations, mouvements du sol de fondation. Protection des bâtiments contre l'humidité sous toutes ses formes, travaux d'étanchéité. Isolation thermique et acoustique. Protection contre le feu. Construction des murs et cloisons, ouvertures de fenêtres et de portes. Étude des divers types de planchers. Dimensionnement des murs, stabilité des constructions, bases de calcul, contraintes admissibles. Caractéristiques des conduits de fumée. Ossatures en acier ou en béton armé. Description des divers types de couvertures et charpentes de toiture: tuiles, ardoises, verre, zinc, aluminium, carton bitumé, câbles et gouttières. Escaliers. — Nomenclature des normes allemandes. — Importante bibliographie. — E. 40727.

B-1843. Manuel de la construction des égouts (Taschenbuch der Stadt-Entwässerung). IMHOFF (K.); Edit.: R. Oldenbourg Verlag GmbH., Rosenheimer Strasse 145, Munich, All. (1956), 16^e éditn, 1 vol. (12 × 19 cm), 338 p., 103 fig. — Le présent ouvrage constitue la 16^e édition complètement revue et complétée, d'un manuel qui fait autorité dans le domaine de la construction des égouts et du traitement des eaux usées. — Notions fondamentales, étude des projets, accroissement de la population, profil en long, pente, section des canalisations, aération, stations de pompage, bassins de retenue. — Calcul d'un réseau d'égouts, détermination de la section des conduites. Traitement des eaux usées. Étude du prix de revient. Calcul des installations d'épuration. Description des divers procédés: filtration, flottation, décantation. Procédés chimiques et biologique. Traitement des boues. Fosses septiques. Evacuation des eaux usées dans les cours d'eau. Autoépuration des eaux usées. Normes allemandes concernant les eaux usées. — E. 40319.

B-1844. Bâtiments industriels (Bauten der Industrie). HENN (W.); Edit.: Verlag Georg D. W. Callwey, Finkenstrasse 2, Munich 2, All. (1955), 2 vol. (21 × 30 cm), I: Études préliminaires et forme des bâtiments industriels (Planung, Entwurf, Konstruktion), 240 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl.; II: Revue de diverses réalisations dans les différents pays du monde (Ein internationaler Querschnitt), 300 p., nombr. fig. — Sous une forme claire et illustrée de nombreux dessins et photographies, le présent ouvrage constitue une étude extrêmement complète et détaillée de tous les problèmes variés qui se posent lors de l'élaboration de projets de construction de bâtiments industriels. — T. I. — Études préliminaires et formes des bâtiments industriels. — Importance de l'usine, implantation générale, choix de l'emplacement, raccordement à la voie ferrée. Protection contre l'incendie, la foudre, les explosions. Éclairage, chauffage, ventilation, installations sanitaires. Ossatures métalliques ou en béton armé, planchers. Caractéristiques des hangars et ateliers. Voiles minces, sheds. Joints de construction, cloisons, murs, fenêtres métalliques, portes, W.C., vestiaires, cuisines, réfectoires. — T. II. — Revue de diverses réalisations dans les différents pays du monde. — Illustrations commentées sur: bâtiments des industries de l'alimentation, brasseries; fabriques de cigarettes. Bâtiments de l'industrie textile, des métaux, de l'industrie automobile et aéronautique, de la mécanique de précision et de l'optique, bâtiments des industries électrique, céramique, chimique, pharmaceutique, du bois, du caoutchouc, du papier, des industries graphiques, entrepôts, bâtiments pour services sociaux. — E. 40725; 40726.

B-1845. Cours sur les sols de fondation en 1955 (Baugrundkursus 1955). Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bo-

denmechanik der Technischen Hochschule Aachen, All. (1955), 1 vol. (14,5 × 20,5 cm), Mitteil. n° 13, 100 p., 35 fig. — Communications de l'Institut pour la Construction de voies navigables, les travaux de Fondations et la Mécanique des sols de l'Ecole polytechnique d'Aix-la-Chapelle. — Résumé d'une série de conférences d'initiation sur les sols de fondation présentées du 14 au 16 mars 1955 à la Maison de la Technique à Essen. — Valeur et prix de revient de la reconnaissance des sols de fondation. Sondages, travaux de laboratoire. Poussée des terres, stabilité des murs de soutènement et des talus. — R. 39823.

B-1846. **Dépense d'énergie et rendement du pliage des aciers d'armature en fonction des dimensions, des formes et de la qualité des aciers** (Der Kraft-und Arbeitsaufwand sowie die Leistungen beim Biegen von Bewehrungsstählen in Abhängigkeit von den Abmessungen, den Formen und der Güte der Stähle). GARBOTZ (G.); Edit. : Westdeutscher Verlag, Ophovener Strasse 1-3, (22a) Opladen/Rhld., All. (1955), 1 broch. (21 × 29,5 cm), Forschungsberichte des Wirtschafts-und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, n° 99, 122 p., 74 fig., 16 réf. bibl. — Etude des travaux et des temps dans le pliage des aciers d'armature au chantier. Détermination de critères de rendement. — E. 40838.

B-1847. **Robert Maillart — Ponts et constructions** (Robert Maillart. Brücken und Konstruktionen). BILL (M.); Edit. : Girssberger, Kirchgasse 40, Zürich, Suisse (1955), 2^e éditn, 1 vol. (21,5 × 22 cm), 184 p., 258 fig.

F 3 500, — (F. s. 35, —) (en français et en allemand). — L'ouvrage est consacré aux réalisations de l'ingénieur suisse Robert Maillart. — Il comporte une description détaillée, illustrée de plans et de photographies, des principaux ouvrages d'art, notamment des ponts, construits par Robert Maillart. D'autres réalisations du même constructeur dans le domaine du bâtiment, par exemple les planchers champignons, sont également étudiées. L'ouvrage comporte en outre le texte de plusieurs études de Robert Maillart sur le calcul du béton armé, l'évolution de la construction depuis 1883, la sécurité des constructions en béton armé, les toitures-terrasses. — E. 40595.

B-1848. **Ponts en béton** (Concrete bridges). The Concrete Association of India, 121 Queen's Road, Fort. Bombay, Inde (1955), 1 vol. (22 × 30 cm), 100 p., nombr. fig., réf. bibl., Rs. 2. — (Réimprim. avec l'autorisation de la Portland Cement Assoc., Chicago). — Etude des ponts en béton à poutres continues. Elaboration des projets, charges, procédés de calcul, flèches. Ponts dissymétriques à quatre travées et ponts comportant cinq travées ou davantage. Ponts biais. Infrastructure. Calcul et réalisations de ponts à poutres creuses continues. Coffrages, échafaudages, mise en place du béton, décoffrage. Etude des ponts à béquilles : dimensionnement, appuis articulés ou fixes, moment d'inertie, distribution des moments, détermination des contraintes. Description des culées, joints, dispositifs d'évacuation des eaux pluviales, garde-fou. Fluage dans les ponts biais. — E. 40980.

B-1849. **Tensions résiduelles dans un soudage** (Residual welding stresses). GUNNERT (R.); Edit. : Almqvist and Wiksell, Stockholm, Suède (1955), 1 vol. (16,5 × 24 cm), 135 p., 102 fig., 42 réf. bibl. — Exposé d'une nouvelle méthode de mesure des tensions résiduelles dues au soudage, mise au point par l'auteur. Etude de l'intensité de la distribution, de l'élimination et de l'effet des tensions résiduelles à l'aide de la méthode décrite. Equations de la distribution des tensions résiduelles. Etude des différentes méthodes d'élimination des tensions résiduelles. Les effets de ces tensions sur les propriétés de la soudure. — E. 40593.

B-1850. **Cours sur la construction des ponts** (Lezioni di ponti). FRANCIOSI (V.); Edit. : Pellerano del Gaudio, Naples, Ital., 1 vol. (16,5 × 24 cm), 261 p., 118 fig. — L. 2500. — L'ouvrage donne le texte du cours professé par l'auteur à l'Université de Naples. — Etude de l'élasticité des poutres continues par la méthode des points fixes. Tracé des lignes d'influence des poutres continues par la méthode des corrections angulaires. Généralisation du théorème de Betti. Efforts secondaires dans les poutres en treillis. Calcul de l'arc à deux articulations. Etude des ponts système Nielsen. Calcul de l'arc encastré. Ponts suspendus : généralités, lignes d'influence, charges mobiles. Ponts à voûte mince et poutre raidisseuse. Etude de l'instabilité des ponts à voûte mince, considérations économiques. Vibrations élastiques. Problème du fluage : rappel des trois théorèmes fondamentaux, influence de la précontrainte. Etude du fluage dans les ouvrages en voûte mince. Le fluage non linéaire. — E. 40078.

(Reproduction interdite.)

Les enseignements de Bron-Parilly

exemple vivant d'urbanisme dynamique
au service d'une politique active de l'habitat.

Au cours de la visite organisée le 18 mai à Bron-Parilly par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, M. Adrien Spinetta, Directeur du Cabinet de M. le Secrétaire d'Etat à la Reconstruction et au Logement, a précisé en ces termes les conditions qui définissent le programme que le Gouvernement se propose d'appliquer pour créer en cinq ans un marché régulier, ordonné et industrialisé du Bâtiment, en s'appuyant sur une politique active d'aménagement du territoire.

Je voudrais tout d'abord m'associer aux remerciements et aux félicitations qui ont été adressés tout à l'heure par le Président POISSON aux personnalités ici présentes qui, toutes, directement ou indirectement, sont intéressées aux problèmes de la construction et du logement.

Je le fais d'autant plus volontiers que la visite de ce matin est sans doute l'une des plus significatives de celles, que durant cinq ans, j'ai eu l'occasion de faire à travers le pays.

M. Bernard CHOCHOY, Secrétaire d'Etat à la Reconstruction et au Logement, m'avait chargé de vous dire qu'il mettait en vous sa confiance et ses espoirs pour l'aider à réaliser, sur le plan de la Région lyonnaise, la lourde tâche qui est la sienne.

« Ministre des moyens avant d'être celui des objectifs », M. Bernard CHOCHOY entend en effet compter au nombre des moyens qui lui sont nécessaires, la volonté et le dynamisme des constructeurs.

Eh bien, j'emporte de cette visite une impression de satisfaction et de réconfort. Je pourrai, à mon retour, dire au Ministre de la Reconstruction et du Logement, que sa confiance était bien placée.

Les réalisations que nous avons vues ce matin en sont, à l'évidence, le témoignage.

Vous me permettrez de faire une mention spéciale de l'équipe de Bron-Parilly. Le Président POISSON y faisait allusion tout à l'heure, en rappelant les difficultés de cette vaste entreprise. J'ai connu ces difficultés.

M. le Président BONNEVAY, Président de l'Office départemental d'H.L.M., et M. TRAIT, Directeur de cet Office, m'ont fait l'honneur de me considérer, dès l'origine, comme un des membres de l'équipe qu'ils avaient constituée. Nous avons connu ensemble, et résolu ensemble, dans un esprit de collaboration ardente, des difficultés qui étaient à l'échelle des risques qui étaient pris.

Bron-Parilly est aujourd'hui parvenu à l'âge adulte et le succès de l'entreprise ne fait plus de doute.

Qu'il me soit permis de demander à M. TRAIT de transmettre à M. le Président BONNEVAY, l'expression de nos remerciements et de notre reconnaissance. A un âge où bien des hommes recherchent, légitimement d'ailleurs, un repos mérité, M. le Président BONNEVAY n'a pas hésité, avec un dynamisme et une jeunesse, que nous devons saluer, à entreprendre la création d'une ville entière, d'une des premières villes neuves de France qui sera, et qui est déjà, le témoignage de la vitalité des hommes de ce pays.

LES ENSEIGNEMENTS DE BRON-PARILLY

Je voudrais en venir à présent aux enseignements que nous pouvons tirer de la vaste expérience de Bron-Parilly.

Sur le plan de l'urbanisme.

Sur le plan de l'urbanisme, tout d'abord, alors que la densité d'habitation de Bron-Parilly sera très voisine de celle de Lyon (près de 400 habitants à l'hectare), la surface au sol des habitations est seulement de 1/12 de la surface globale à Bron-Parilly, alors qu'à Lyon cette surface est égale au 1/3 des surfaces libres en intégrant dans ces surfaces libres, les rues, places, squares et cours.

Le rapprochement de ces chiffres est, à lui seul, le signe d'un urbanisme moderne qui fait pénétrer l'espace libre au cœur de la cité nouvelle, pour lui donner le caractère d'une communauté plus humaine.

M. GRIMAL avait raison de le souligner ce matin dans son excellent exposé.

Alors que dans la plupart de nos villes, les problèmes d'espaces verts, de circulation, de stationnement et de silence paraissent insolubles, ils ont été ici à la base même de la conception de l'unité de voisinage et, je me plais à féliciter les architectes qui n'ont pas été seulement des constructeurs et des plasticiens, mais aussi des organisateurs de l'espace d'une communauté humaine équilibrée.

J'ai noté ce matin que sur les 27 hectares, 8 ont été aménagés pour les services publics et les équipements sociaux et techniques.

Je ne saurais trop insister auprès des constructeurs de Bron-Parilly, sur la nécessité de veiller à la réalisation effective de ces équipements, en même temps qu'à celle des logements. Votre communauté ne sera complète que si les familles qu'elle abrite y trouvent les prolongements sociaux indispensables.

Ainsi, sur le plan de la conception, *Bron-Parilly réalisation à l'échelle européenne, est l'exemple vivant d'un urbanisme dynamique, ensemble pensé pour l'homme au service d'une politique active de l'habitat.*

Les enseignements sur le plan technique.

J'en viens maintenant aux aspects techniques de l'opération. MM. BRENIER, GRIMAL et MOÏSE ont ce matin mis en évidence les idées essentielles de base qui avaient présidé à l'organisation intrinsèque des études :

- répétition;
- fabrication en usine et en atelier du plus grand nombre possible d'unités élémentaires;
- indépendance des corps d'état.

Je retiendrai de ces exposés *que les méthodes d'étude et les critères de conception et de réalisation, de l'unité de Bron-Parilly, répondent pleinement aux caractéristiques du secteur de haute productivité, que la loi-cadre en préparation permettra d'instaurer.*

J'ai posé ce matin la question du nombre d'heures d'ouvriers consommées par logement construit. On ne m'a pas apporté de réponse définitive, mais les chiffres paraissent devoir se situer entre 1 200 et 1 500 heures par logement moyen de trois pièces.

Cette constatation, ajoutée à d'autres, que nous avons faites sur le plan technique, nous permet de tirer les conclusions suivantes :

1. — *La stabilité des postes de travail* qui découle de la fonctionnalisation, rend la qualification de la main-d'œuvre plus simple et plus rapide.

Cette remarque prend tout son sens en un moment où le problème de la formation de la main-d'œuvre est préoccupant. Les transferts de main-d'œuvre en provenance d'autres activités économiques s'en trouvent facilités.

2. — La réduction à moins de 0,75 ouvriers par logement porte le chiffre d'affaires par ouvrier utilisé, à un niveau bien supérieur à celui qui correspond à l'emploi de techniques traditionnelles.

Le niveau du chiffre d'affaires ainsi atteint rend moins sensible l'entreprise à l'évolution de la conjoncture sociale et facilite une politique de haute productivité dont la main-d'œuvre pourra bénéficier.

3. — L'entreprise accède de ce fait à un nouveau stade d'économie. Elle passe du stade *des frais généraux variables et des prix de revient constants* à celui *des frais généraux constants et des prix de revient dégressifs*.

4. — Le problème des bâtisseurs de nos jours, *est d'atteindre à la qualité non pour la subir, mais pour en faire un auxiliaire de l'économie.*

Les constructeurs de l'unité de Bron-Parilly ont tenu un double pari :

— celui d'intéresser des industriels à mettre en œuvre des éléments fonctionnels nouveaux qui sont maintenant à la portée des constructeurs;

— celui d'utiliser des éléments de qualité sans pour autant augmenter le prix.

5. — *L'industrialisation n'est pas contradictoire avec l'arrangement plastique.* Bron-Parilly en apporte la démonstration.

Toute création artistique doit s'imposer des contraintes. Lorsqu'elle s'en libère, elle sacrifie à la décoration ou la mode, mais elle ne s'exprime pas.

Un langage commun doit s'élaborer entre l'artiste et le technicien. La technique, au sens le plus noble, doit pénétrer l'expression plastique, mais elle ne saurait rester sourde à l'écho de la sensibilité humaine.

Combien devons-nous nous féliciter que Bron-Parilly ait fourni l'occasion de cette rencontre entre techniciens et hommes de l'art, de cette approche d'un langage commun qui est né d'un esprit exemplaire de collaboration et d'une volonté de recherche passionnée.

6. — Une dernière remarque, qui n'est pas une critique, doit être faite sur l'organisation du chantier de Bron-Parilly. Cette organisation est rationnelle. J'ai eu cependant, ce matin, l'impression que le plein emploi du matériel et de l'outillage n'était pas complètement assuré.

Si les entrepreneurs sont disposés à saisir le maître de l'ouvrage de propositions de réduction des délais d'exécution, comme suite à un meilleur emploi, d'une organisation par ailleurs fort judicieuse, nous sommes prêts, pour notre part, à examiner de telles propositions qui permettraient de mettre plus vite des logements à la disposition des populations lyonnaises.

LES PERSPECTIVES

Vous attendez maintenant du représentant du Ministre de la Reconstruction et du Logement qu'il vous entretienne des perspectives gouvernementales en matière de politique du logement.

Il y a les perspectives immédiates traduites par le *collectif budgétaire*.

Il y a les perspectives d'avenir, traduites par la *loi-cadre du logement*, que le Gouvernement déposera prochainement devant les Assemblées.

Le collectif.

Dans le collectif, l'effort du Gouvernement du Président Guy MOLLET est, pour l'année 1956, marqué par les chiffres suivants :

8 milliards de prêts pour l'habitat rural;

9 milliards de primes pour l'aide à la construction;

40 milliards de prêts locatifs H.L.M.

Ainsi, si l'on tient compte des 130 milliards de crédits H.L.M., reconduits de 1955 à 1956, l'effort budgétaire pour 1956 en faveur des H.L.M. s'élève pour la première fois à 170 milliards en augmentation de 40 milliards sur 1955. Ces 170 milliards comprennent 140 milliards pour le locatif (dont 25 milliards au titre du secteur industrialisé) et 30 milliards pour l'accession à la propriété.

Si l'on ajoute à ces dotations, les fonds que les Caisses d'Épargne viennent en plus investir dans les opérations des H.L.M. et notamment de ceux qui favorisent l'accession à la propriété, fonds qui se sont élevés à 15 milliards en 1954 et 21 milliards en 1955, les possibilités escomptées pour 1956

étant au moins égales, c'est au total en faveur des H.L.M. un effort global de plus de 190 milliards qui sera consenti en 1956.

Soucieux d'accroître son effort dans le domaine du logement social, le Gouvernement n'entend pas se désintéresser pour autant de la productivité des crédits.

C'est ainsi que par une circulaire du 7 mars 1956, M. Bernard CHOCHOY a mis en vigueur une nouvelle procédure d'approbation et de financement des projets des organismes d'H.L.M., qui comporte un assouplissement des formalités et une garantie certaine de plein emploi des crédits budgétaires affectés aux H.L.M.

Voici l'immédiat.

Voyons à présent pour l'avenir.

LA LOI-CADRE

Etabli à l'initiative de M. Bernard CHOCHOY, Secrétaire d'Etat à la Reconstruction et au Logement, et de M. de FELICE, Sous-Secrétaire d'Etat à la Reconstruction et au Logement, le projet de loi-cadre tend à favoriser la construction de logements par :

- une politique active d'aménagement du territoire comportant une localisation des investissements publics et privés;
- une meilleure coordination des efforts des maîtres d'ouvrage;
- la création d'un marché régulier et ordonné du bâtiment;
- l'industrialisation des techniques de construction;
- le développement du secteur locatif.

Les données brutales.

Quelles sont les données brutales du problème du logement?

Sur les 13 400 000 logements dénombrés en France, 3 400 000 d'entre eux sont surpeuplés.

Dans les grandes villes, l'âge moyen des immeubles est de 60 ans, 20 % des immeubles dépassant 100 ans.

Dans les communes rurales, l'âge moyen est supérieur à 100 ans.

Les chiffres que je viens de rappeler situent les dimensions du problème.

Avant que de fixer des objectifs, assurons-nous des moyens.

Il est inutile d'insister sur la stérilité et la nocivité économique de programmes qui seraient lancés sans qu'existent les moyens appropriés de les réaliser.

On ne saurait construire beaucoup plus de logements, que si l'on réduit tout à la fois *la durée des chantiers* et le *coût de la construction*, que ce coût soit exprimé en argent ou en ressources physiques et plus particulièrement *en main-d'œuvre*.

Nécessité d'industrialiser.

Il nous faut constater que la proportion des constructions réalisées suivant les procédés industriels modernes est restée insuffisante.

Il convient donc d'accroître la partie de la construction française qui donnera le rendement économique et social le plus élevé aux moyens que nous devons consacrer au logement.

Il faut nous efforcer d'atteindre d'ici trois ans, en constructions de haute productivité, le 1/3 environ du volume global des logements construits.

Faute de recourir à une telle politique, des mesures brutales d'assainissement s'imposeraient qui conduiraient à suspendre momentanément de nouveauxancements.

La nécessité s'impose donc *d'industrialiser une fraction importante de la construction*.

Comment y parvenir?

Il faut pour cela instaurer un marché régulier et ordonné du bâtiment qui permette aux entreprises :

- l'établissement de plans de charge;
- l'amortissement des équipements;
- la standardisation des matériaux et fournitures.

Mais il faut aussi que les maîtres d'ouvrage, qui seront les bénéficiaires de l'institution d'un tel marché, *en soient les promoteurs.*

Le développement du locatif.

Dans le cadre de la politique sociale du logement que le Gouvernement du Président Guy MOLLET entend instaurer, *la nécessité d'une augmentation de la part du secteur locatif apparaît évidente à tous.*

Elle se réalisera *d'abord par les H.L.M.* qui ont, dans ce domaine, une vocation sociale qu'ils doivent largement assumer. Et comment ne pas évoquer, à ce propos, le chantier de près de 500 logements H.L.M. populaires et familiaux, du groupe Etats-Unis que nous avons visité ce matin, dont le maître d'ouvrage est l'Office Municipal d'H.L.M. de Lyon, et où nous avons vu, non seulement une organisation parfaite, mais encore des logements des plus confortables qui, dans le domaine du logement social, prennent une valeur d'exemple dont beaucoup pourraient s'inspirer.

Nous développerons aussi toutes les autres formules susceptibles d'être utilisées pour la location.

J'en appelle ici au témoignage de M. le Président MASSIANI, Président de la Commission du Logement du Conseil Général de la Seine, qui sait combien a été insuffisant, au cours de ces dernières années, l'effort fait pour le locatif dans la région parisienne (25 000 logements locatifs construits depuis la libération). Dans cette région, qu'il s'agisse des besoins en logements à satisfaire ou des problèmes d'aménagement, aucun nouveau retard ne saurait être pris, aucune erreur commise sans que soit irrémédiablement compromis son avenir économique et social.

Des avantages de financement seront accordés pour les constructions locatives sociales qui feront appel à des techniques industrialisées et économes de main-d'œuvre.

Ainsi le développement du locatif social ira de pair avec celui de l'industrialisation.

Nous construirons donc plus en tirant de la capacité de construire française le meilleur rendement, *et nous construirons mieux* en adaptant la construction aux possibilités de la population et de la nation.

Développement d'une politique d'industrialisation.

Les conditions fondamentales de développement d'une politique d'industrialisation sont :

La continuité technique et la continuité financière.

Le régime de croisière atteint, la continuité restera la clef d'un effort de construction efficace et rentable.

Le secteur industrialisé apporte, dans ce domaine, la sanction de l'expérience. Dans ce secteur, dont l'opération de Bron-Parilly fait partie, le nombre, allié à la continuité, ont modifié l'échelle des actions humaines.

Mais le plan triennal 1955, 1956, 1957 est aujourd'hui dépassé. Hypothéqué par des antériorités techniques et par les anticipations budgétaires de 1955, il n'est plus, ni par sa masse, ni par son contenu économique, à l'échelle des moyens à mettre en œuvre, pour créer un véritable marché, régulier, ordonné, et industrialisé du bâtiment.

— *En proposant un programme inconditionnel établi sur cinq ans, de 1957 à 1961, le Gouvernement établit les conditions d'une politique dynamique d'aménagement et de construction.*

Les modalités de révision des marchés du bâtiment.

Le développement d'un tel programme appelait un préalable : rétablir dans le bâtiment un jeu normal des dispositions contractuelles de révision des marchés, pour recréer à la profession les meilleures conditions d'activité.

Dès sa constitution, le Gouvernement s'est préoccupé de ce problème et lui a apporté une solution. M. le Président POISSON l'évoquait tout à l'heure, pour s'en féliciter.

Je puis vous indiquer que la circulaire d'application des décisions du Gouvernement paraîtra incessamment.

En ramenant la partie fixe à 10 %, en supprimant la discrimination des neuf mois, en rendant possible l'examen, par des cas d'espèce, de certains marchés, afin de ne pas mettre en perte les entreprises, le Gouvernement a agi, selon l'expression même du Président POISSON, dans le sens de l'équité.

Mais, en prenant de telles décisions, le Gouvernement est conscient que la profession saura se montrer digne de la confiance qu'il met ainsi en elle.

La profession doit conserver l'esprit de risque et ne pas s'abriter derrière des marges de sécurité excessives.

Les entreprises doivent maintenant reprendre le chemin des appels à la concurrence. Certaines coalitions récentes, qui n'ont pas eu pour théâtre la région lyonnaise, sont le témoignage de pratiques malsaines qui doivent disparaître.

Le Gouvernement n'hésitera pas, en cas de pressions injustifiées ou de tensions inquiétantes, à provoquer les déflations nécessaires.

La profession répondra, j'en suis sûr, à l'appel que lançait récemment M. Bernard CHOCHOY — elle devra éviter les surenchères et s'imposer les disciplines que le Gouvernement attend d'elle.

Les efforts considérables qu'elle a su accomplir dans le passé sont le témoignage de sa volonté d'organisation et de progrès.

Le programme quinquennal.

J'ai indiqué tout à l'heure que le contenu économique et la structure du plan gouvernemental seraient nettement marqués par le développement du *locatif social* et le *recours étendu aux techniques industrialisées* et économes de main-d'œuvre.

Secteur des H.L.M.

Quelle en sera la portée dans le secteur des H.L.M. — le projet de loi-cadre prévoit 750 milliards de crédits inconditionnels. Sur ces 750 milliards, 625 sont affectés à du locatif. Sur ces 625 milliards, 425 sont réservés à un programme de « haute productivité ». *Des avantages de financement seront attachés au secteur de haute productivité.*

Secteur primé.

Dans la limite d'un montant annuel de 3 milliards de primes et pour chacune des années 1957 à 1961, des avantages de financement seront accordés aux opérations locatives qui respecteront les disciplines d'industrialisation ou de méthode du secteur de haute productivité.

Les disciplines de haute productivité.

Ces disciplines ne sont pas nouvelles :

- l'organisation méthodique des études;
- la typification des ouvrages et leur modulation;
- l'industrialisation des techniques;
- la rationalisation des chantiers;
- l'économie de main-d'œuvre;
- le groupement des maîtres d'ouvrage;
- la continuité.

Nous trouvons tout cela dans l'opération de Bron-Parilly qui apparaît ainsi comme le témoignage de cette politique hautement productive que le Gouvernement entend promouvoir.

Réflexions sur l'industrialisation.

A ce point de mon exposé, j'entends dissiper certains malentendus.

Nous n'avons jamais entendu identifier l'industrialisation avec le gigantisme.

L'industrialisation est possible à tous les niveaux, à celui de la petite entreprise comme à celui de la grande entreprise.

Des opérations, même d'une importance moyenne, mais régulièrement étalées dans le temps, peuvent être génératrices de rendement élevé.

Dans l'effort d'industrialisation auquel nous appelons la profession, chacun doit trouver sa place, depuis l'artisan jusqu'à la grande entreprise. *Toutes les forces de la construction doivent concourir à son industrialisation.*

L'industrialisation ne saurait s'épanouir dans le cadre d'une philosophie unique. Entre l'usine à maisons, qui produit de grands éléments, transportés et soudés sur place, et la mise en œuvre, par montage, d'éléments fabriqués par l'industrie, bien des procédés trouvent leur place qui, les uns et les autres, peuvent se rattacher à la notion de rendement industriel.

Si paradoxal que cela puisse paraître, la philosophie constructive de Bron-Parilly vient peut-être davantage au secours de l'artisan que maintes techniques traditionnelles.

Même dans la construction traditionnelle il y a place pour les méthodes industrielles.

Nous ne devons pas douter du résultat.

Lorsque nous appelons au développement progressif de la haute productivité pour que d'ici deux à trois ans nous soyons à même de produire, par année, au moins 100 000 logements industrialisés par des techniques économes de main-d'œuvre, certains doutent du résultat.

Nous n'avons pas le droit de douter du résultat.

Bron-Parilly n'a-t-il pas fait naître des éléments nouveaux de construction qui sont aujourd'hui à la portée de tous les constructeurs?

Devons-nous méconnaître les potentialités des techniques variées dont nous disposons?

Allons-nous, comme trop d'entre nous, tourner, une fois de plus, nos regards vers l'étranger, sans prendre conscience de nos ressources?

Faut-il rappeler cette réflexion d'une personnalité étrangère qui, visitant une de nos villes reconstruites, nous disait : « Nous avons su faire des maisons, vous avez su faire des villes »?

Faut-il rappeler encore cette appréciation d'une haute personnalité étrangère qui, visitant récemment une de nos usines à maisons les plus évoluées, la situait comme la réalisation européenne la plus avancée dans le domaine de la préfabrication?

Faut-il rappeler enfin cette anecdote rapportée par un de vos Présidents régionaux qui, visitant dernièrement un grand pays, et s'informant des villes où il pourrait voir les réalisations architecturales les plus marquantes, s'attirait cette réponse : « Allez à Paris ».

Non, vraiment, nous n'avons pas le droit de douter. Si nous ouvrons un champ d'action suffisamment vaste à la haute productivité c'est parce que, sans lui, l'industrialisation ne se fera pas.

Accusés d'être trop timorés lorsque nous n'industrialisons pas assez, allons-nous être accusés de voir trop grand lorsque nous apportons à la profession le champ d'action nécessaire?

Les trois objectifs.

En vérité, le Gouvernement poursuit par sa loi-cadre trois objectifs :

Technique par l'amélioration de la productivité qui sera bénéficiaire pour :

- la collectivité qui construit;
- l'entreprise qui ne consommera plus sa substance;
- la main-d'œuvre qui aura sa part des résultats.

Economique. — *Nous ferons plus et nous ferons mieux :*

- par l'accroissement d'activité;
- l'abaissement du prix;
- l'amélioration de la qualité.

Social par le développement du logement social et une politique d'urbanisme à l'échelle de notre temps.

L'aménagement du territoire.

Cet exposé serait incomplet s'il n'était fait allusion aux dispositions qu'envisage le projet de loi-cadre dans le domaine de l'aménagement du territoire.

Qu'il s'agisse de l'extension des agglomérations ou des charges d'équipement collectif et social qui lui incombent, les collectivités locales sont prises aujourd'hui entre leur désir d'assurer les équipements indispensables et celui, non moins nécessaire, d'aboutir à un équilibre budgétaire toujours plus difficile à réaliser.

Le Secrétaire d'Etat à la Reconstruction et au Logement a mis en évidence cette situation qui, si elle devait se prolonger, mettrait en péril toute politique de construction.

Des mesures telles qu'une intervention financière accrue du Fonds National d'Aménagement du Territoire, une prise de possession plus rapide des terrains à bâtir, des dispositions pour freiner la spéculation sur les terrains permettront aux collectivités locales de jouer un rôle actif dans les problèmes d'expansion et d'aménagement régional.

Enfin, un vaste effort sera entrepris pour faire disparaître cette plaie sociale que constitue le taudis.

Auxiliaire de toutes les dépravations, le taudis est un obstacle à l'équilibre social et moral de la Nation. Le supprimer ce n'est pas seulement protéger le capital Santé de la Nation, ce n'est pas seulement mettre fin à l'obsession quotidienne du désespoir, c'est aussi apporter, dans certaines grandes villes, la possibilité de rénover les îlots urbains dans le sens d'un urbanisme moderne.

La politique du bon logement.

Telles sont les grandes lignes de la politique que le Gouvernement entend promouvoir.

Le bon logement, a-t-on pu dire, est la première condition de la libération humaine.

Que signifie une politique de bon logement?

— Tout d'abord un cadre convenable pour l'épanouissement de la communauté familiale.

— Des logements pour tous, c'est-à-dire davantage de logements.

Ensuite, des logements adaptés à leur fonction, c'est-à-dire dont l'implantation ne constitue pas un gaspillage des ressources et n'empêche pas les développements futurs.

— Des logements enfin qui ne soient pas pour l'occupant une charge involontaire ni davantage un obstacle à la modicité économique et sociale.

Une politique du bon logement est une politique de protection de la natalité et de la famille.

Elle est aussi une politique de la jeunesse.

Elle n'est pas seulement une politique d'addition de logements à d'autres logements, mais aussi et surtout, une politique de transformation du cadre de vie.

Qu'à l'exemple des constructeurs lyonnais tous les bâtisseurs de ce pays s'engagent dans une politique hautement productive du logement social, et nous verrons alors des centaines de milliers d'hommes, de femmes et d'enfants qui, dans les quartiers centraux de nos villes, n'ont d'autre choix, qu'entre la rue sans joie et la cour centrale privée de soleil, retrouver les chemins de l'espoir et la certitude d'une vie décente.

Adrien SPINETTA,

*Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
Directeur du Cabinet du Secrétariat d'Etat
à la Reconstruction et au Logement.*

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, N° 102, JUIN 1956.

ÉDITÉ PAR LA D. T. B. T. P., 6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e.

3099-6-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure). Dépôt légal : 2^e trim. 1956.

(Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.)

(Reproduction interdite.)

TRAVAUX PUBLICS (VI)

Déjà paru dans la même série au 31 janvier 1955 :

- N° 1. — J. CAMBON. Caisson mobile auto-flotteur à air comprimé.
- N° 2. — M. FAUCONNIER. Ponts provisoires sur le Rhin et la Moselle.
- N° 3. — Visites de chantiers des 12 mars, 2, 8, et 16 avril 1948. La reconstruction de la centrale de Gennevilliers.
- N° 4. — Visite de chantier du 1^{er} avril 1949. La construction du pont Jacques-Boulloche à Bezons.
- N° 5. — R. PAGNI. La technique de la construction des barrages en terre aux U. S. A.
- N° 6. — R. PAGNI. L'emploi du matériel de terrassement aux U. S. A.
- N° 7. — Visite de chantier du 16 décembre 1949. La construction du pont de Conflans-Fin-d'Oise.
- N° 8. — A. LAZARD et H. LAPORTE. La reconstruction du viaduc de Lessart.
- N° 9. — J. CAMBON. Nouveaux appareils pour l'extraction des déblais à l'air comprimé.
- N° 10. — L. ROQUE. Les travaux publics au Cameroun.
- N° 11. — L. A. LONGEAUX. Les travaux publics en Indochine depuis 1945.
- N° 12. — A. BIJLS. Canal Albert (Belgique). Expérience acquise au cours de la construction et de la réparation des écluses.
- N° 13. — L. MACLOU. Procédés américains de construction des routes. Leur application en Louisiane et au Texas.
J.-A. MACHAT. Influence du machinisme dans la productivité américaine.
- N° 14. — A. MOGARAY. Le nouveau pont Pasteur sur le Rhône à Lyon.
- N° 15. — L'aménagement de la chute de Donzère-Mondragon.
- N° 16. — A. PAGES. Reconstruction du quai de France à Cherbourg.
- N° 17. — R. PELTIER. Étude des revêtements bétonnés pour routes et aérodromes.
- N° 18. — Pont Jacques Boulloche à Bezons.
- N° 19. — P. LONDE et G. POST. Les barrages en terre américains.
- N° 20. — J. MARTIN. Les barrages en béton américains.
- N° 21. — P. CALLET, E. IMBERT et A. BAUCHEREL. Exemples de travaux portuaires au Havre.
- N° 22. — H. LOSSIER. Le pont de Villeneuve-Saint-Georges. Conception de l'ouvrage et problèmes posés par sa réalisation.
M. BONNET. Les enseignements tirés du chantier en matière de contrôle de la qualité des matériaux.
L. THOMAS. Étude de certains problèmes de chantier.
- N° 23. — J. BARETS. Construction d'un bow string associant le béton précontraint et le béton armé.
- N° 24. — R. PAOLI et M. MEYS. Travaux de mise en galerie de la Bièvre.
I. LEVIANT. Description des procédés Vacuum Concrete.
- N° 25. — A. LIGOUZAT. Le barrage de Tignes.
- N° 26. — A. LARUELLE. Terrassement à l'aide d'engins mécaniques. Étude des prix de prévision. Contrôle des prix de revient (I).
- N° 27. — A. LARUELLE. Terrassement à l'aide d'engins mécaniques. Étude des prix de prévision. Contrôle des prix de revient. (II).
- N° 28. — J. BOUVIER. La nouvelle gare maritime de Boulogne et ses aménagements portuaires.
- N° 29. — A.-P. DUCRET. Les grands travaux français à l'étranger.
- N° 30. — D. OLIVIER-MARTIN. La centrale souterraine de Randens. Sa conception et son exécution.
- N° 31. — J.-H. ROUSSELLE. Traversée d'un banc de quartzites fluents et sous pression par la galerie de Malgovert.
- N° 32. — M. VANTROYS. L'utilisation de l'énergie des marées.
- N° 33. — M. DURIEZ. Les mortiers et bétons à base de liants plastiques dans les techniques de construction routière et d'étanchéité.
- N° 34. — E. BIDEAU et G. LACOMBE. Le nouveau pont en béton armé de 153 m de portée, à Tréguier.
- N° 35. — A. DUCLOT. Pont de Montanges sur la Valserine. Procédés employés pour le cintre, la construction et le décintrement de la voûte.
- N° 36. — J. DUTILLEUL. L'expérience anglaise en matière de sol-ciment.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1955-1956

LUNDI 18 JUIN 1956, à 17 h. 30, 19, rue Blanche

Séance organisée en commun avec la Société des Ingénieurs Civils de France et l'Association Française des Ponts et Charpentes

LA RECONSTRUCTION DU VIADUC DE LA VOULTE

Premier grand pont rail français en béton précontraint

par M. N. ESQUILLAN, Directeur Technique des Entreprises Boussiron.

MARDI 19 JUIN 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. SENTENAC, Inspecteur général des Ponts et Chaussées, Directeur général honoraire des Services Techniques de la ville de Paris

CONSTRUCTION D'UNE GALERIE TÉLÉPHONIQUE SOUS LA SEINE ENTRE LA PLACE SAINT-MICHEL ET LA PLACE DU CHATELET

par M. BARDOUT, Ingénieur Général des Services techniques de la Ville de Paris, Chef du Service Technique des Travaux Neufs et du Métropolitain.

L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MERCREDI 13 JUIN 1956, à 18 h. précises

Programme :

LE PIPE LINE DU VIN.

L'ORGANISATION DU POSTE DE BÉTONNAGE.

SONDEUSE LÉGÈRE BORRO.

LES BARRAGES DU MELLÈGUE.

LE RUBAN BLANC.

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.

COLLECTION DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

IDÉES ACTUELLES SUR LA TECHNOLOGIE DU BÉTON

Par Robert L'HERMITE

Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

On trouvera dans ce livre beaucoup d'idées nouvelles, inédites ou peu connues et ce qu'il peut y avoir d'intéressant pour les ingénieurs est que l'auteur pose beaucoup de questions, place des points d'interrogation; après avoir tracé un tableau de nos connaissances, il montre les lacunes. Spécialistes du béton, techniciens, ingénieurs et chercheurs, il y a encore beaucoup à faire pour que la technologie du béton avance et progresse, pour que la connaissance de cette matière, si complexe et si vivante, se perfectionne. Cet ouvrage est susceptible de vous donner, à vous aussi, des idées nouvelles.

Cet ouvrage comprenant 252 pages, format 14 x 21,5 cm, avec 98 figures, est en vente à la Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris XVI^e, au prix 2 000 F + T. L., l'exemplaire relié pleine toile (Franco port recommandé 2 125 F — C. C. P. Paris 8524-12).